



TITLE:

離散化極限解析法による簡易三次
元斜面安定解析法に関する研究(
Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

濱崎, 英作

CITATION:

濱崎, 英作. 離散化極限解析法による簡易三次元斜面安定解析法に関する研究. 京都大学, 2007, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2007-03-23

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.k13033>

RIGHT:

許諾条件により要旨・本文は2010-10-10に公開

離散化極限解析法による
簡易三次元斜面安定解析法に関する研究

平成 19 年 2 月

濱 崎 英 作

目 次

第1章 序論	1
1.1 研究背景.....	1
1.2 研究目的.....	3
1.3 本研究の構成.....	4
参考文献	6
第2章 斜面安定解析概論.....	7
2.1 斜面破壊と解析手法概説.....	7
2.2 極限平衡法概説.....	7
2.3 数値解析法概説.....	10
2.4 従来の斜面解析安定解析の分類.....	12
2.4.1 二次元極限平衡法.....	12
2.4.2 三次元極限平衡法.....	20
2.4.3 極限解析法.....	27
2.4.4 動的解析法.....	42
2.4.5 解析モデルと変形モード.....	45
参考文献	46
第3章 これまでの極限平衡解析上の問題点.....	48
3.1 釣合い条件.....	48
3.2 間隙水圧及び水圧の取り扱い.....	51
3.2.1 現行法における間隙水圧の考え方.....	51
3.2.2 水没斜面における水圧及び間隙水圧の取り扱い.....	54
3.3 地震力の取り扱い.....	57
3.3.1 耐震設計に関する兵庫県南部地震以前と以後.....	57
3.3.2 地震時の安定解析.....	59
3.4 適用限界.....	60
3.5 現行基準書（マニュアル）における採用状況.....	62
3.6 問題点の整理.....	63
参考文献	66

第4章 新しい簡易三次元斜面安定解析式(RBSM3D)	68
4.1 概 要	68
4.2 数値解法.....	69
4.2.1 RBSM3D によるモデル化	69
4.2.2 RBSM3D の定式化	71
4.2.3 ペナルティバネ (λ) の解析上の意味と取り扱い	75
4.2.4 カラムの重量, 水頭, すべり面面積	75
4.2.5 全体安全率.....	76
4.2.6 解析フロー.....	77
4.3 すべり面定義.....	79
4.4 間隙水圧・水圧の導入.....	81
4.4.1 非水没・水没斜面下での水圧および間隙水圧の導入	81
4.4.2 ダム湛水時の残留水位の考え方	82
4.5 地震力の導入.....	83
4.6 アンカー力の導入.....	84
4.7 トンネル周辺の地すべり	87
4.7.1 トンネル周辺における地すべりの不安定化要因	87
4.8 三次元試行球面すべり面法による盛土斜面の安定評価	90
4.8.1 三次元試行球面すべり面法の計算の手順	90
4.8.2 三次元試行球面すべり面法の地震時安定	96
参考文献	98
第5章 新簡易三次元斜面安定解析式 (RBSM3D) の適用性検討	99
5.1 地すべり三次元形状における拘束圧の研究	99
5.1.1 地すべり形状の実態統計.....	99
5.1.2 地すべり形状比に関わる拘束圧の影響	102
5.2 地すべり三次元形状の違いにおける切土効果に対する感度解析	109
5.2.1 研究目的途方法.....	109
5.2.2 三次元モデル化.....	109
5.2.3 モデル形状での解析結果.....	113
5.2.4 切土効果による感度分析.....	115
5.3 湛水地すべりのダム湛水水面変化の影響.....	118
5.3.1 球面体モデルによる感度分析.....	118
参考文献	124

第6章 新簡易三次元斜面安定解析式（RBSM3D）の事例研究	125
6.1 地すべり移動方向の再現	125
6.1.1 鷺尾岳地すべり事例解析	125
6.1.2 狼沢地すべり事例解析	131
6.2 トンネル掘削とアンカー効果	140
6.2.1 道路トンネル掘削工事の地山挙動再現解析	140
6.3 湛水池の地すべりの評価	167
6.3.1 バイオントダム事例研究	167
6.4 地震時の影響評価	177
6.4.4 御嶽崩壊事例	177
6.5 人工盛土斜面における地震災害の危険度評価	182
6.5.1 高町団地での検証（2004 年中越地震）	182
6.5.2 鶴ヶ谷団地での検証（1978 年宮城県沖地震）	187
6.5.3 試行球面すべり法のまとめ	190
参考文献	191
 第7章 結論	 193
 謝辞	 i
関連論文および参考論文	i
研究実績	i

第 1 章 序論

1.1 研究背景	1
1.2 研究目的	3
1.3 本研究の構成	4
参考文献	6

第1章 序論

1.1 研究背景

我が国は、複雑で脆弱な地質にあり、加えて湿潤地帯にあるため豪雨が多発し、土砂災害（地すべり・がけ崩れ・土石流）などによる被害が毎年のように発生している。また、1995 年の阪神・淡路大震災や、2003 年の三陸南地震、宮城北部地震、さらに 2004 年 10 月 23 日に発生した中越地震の例を取るまでもなく、地震の度に自然斜面及び人工地盤を問わず甚大な斜面災害が発生している。

土砂災害の平成 1 年～平成 11 年にわたる 10 ヶ年の年平均発生件数は 1,023 件で、そのうち斜面災害（地すべり・がけ崩れ）の発生割合は 8 割を超える。また、斜面災害の発生件数の 2 割は地すべりである（図 1.1）[1]。

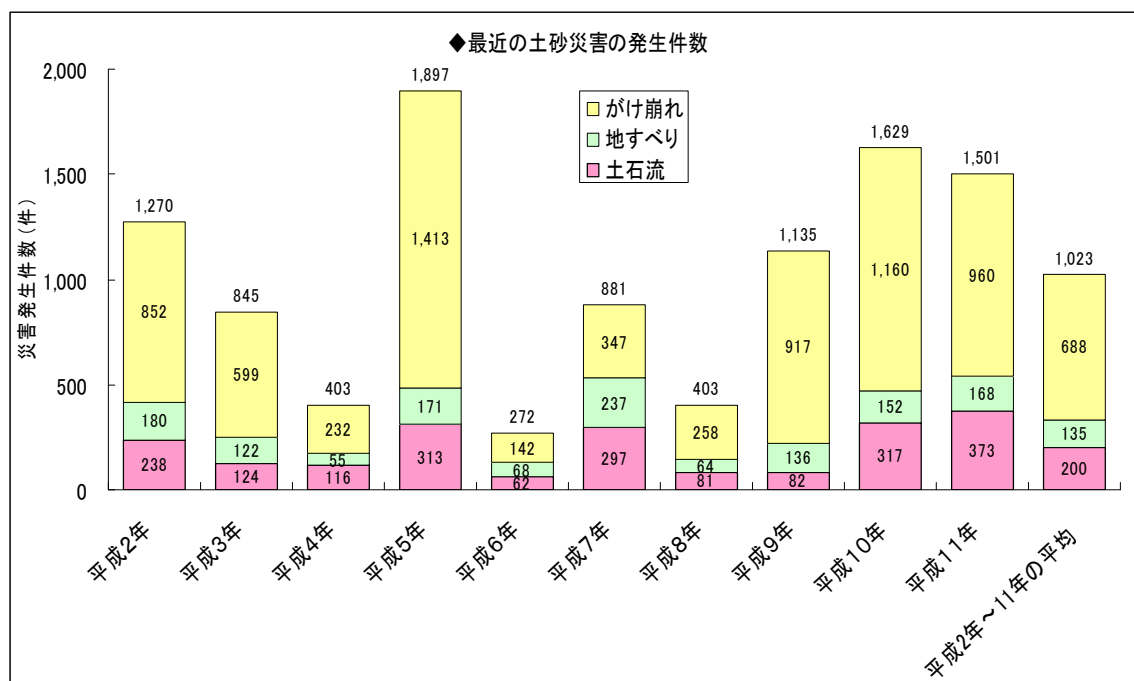


図 1.1 土砂災害発生件数[1]

地すべりの場合、発生件数は小さいながら、1 件あたりの規模の甚大さ、被害の大きさではがけ崩れに比べて極めて大きいのが特徴的である。たとえば、1984 年の長野西部地震で発生した松越地すべりでは死者 13 名、負傷者 1 名、全壊 8 戸、1985 年長野市地附山地すべりでは土量 360 万 m^3 、死者 26 名、負傷者 4 名、全壊 52 戸を数えている。また阪神・淡路大震災の西宮の地すべりでも土量約 10 万 m^3 で、死者 34 名、全壊 13 戸におよんでいる。また中越地震において発生した長岡市妙見町の地すべりで親子 3 人の乗った車が生き

埋めになった災害も記憶に新しい（2才の男子のみ救出）。このように地すべり災害は、多くの人命や財産が損なうとともに、重要なライフラインに多くの損害を与えている。この観点から、斜面災害実態解明や発生予測、およびその対策は、国民の財産・生命を守り、生活基盤・環境の保全を計るという意味で、重要な意義をもつ。従来、これらに対して、地すべり防止法、急傾斜防止法などの法律が制定され、これまで主としてハード対策である公共工事によって対策が実施されてきた。しかし、地すべり危険箇所 11,042 箇所(平成 5 年調査)のうち、地すべり防止区域へ指定され事業化されているのは約 3 割の 3,233 箇所（平成 9 年 3 月 31 日現在）にすぎない[2]。一方、急傾斜地崩壊危険箇所も 86,651 箇所のうち整備済箇所数は 17,200 で 2 割にも満たないのが現状である（図 1.2）[1]。

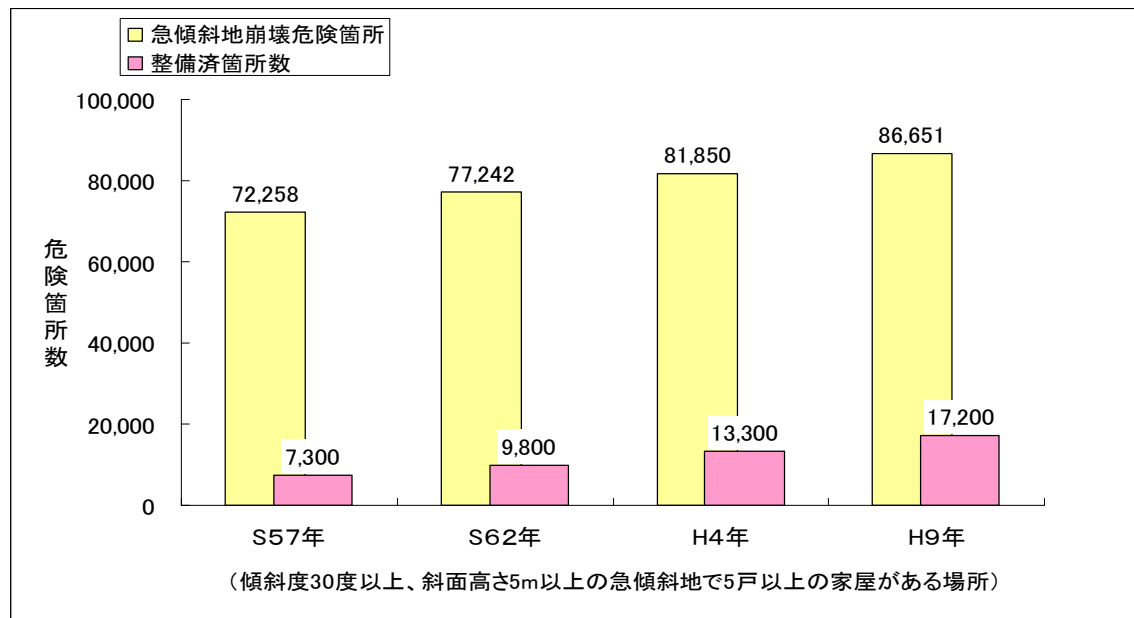


図 1.2 急傾斜危険箇所の年毎整備率[1]

また、昭和 36 年に制定された「宅地造成規制法」の抜本的な改正が平成 18 年 3 月に成立し 4 月 1 日に公布された。改正の概要は、過去に造成された団地についても、災害発生の危険性が高い造成斜面において「造成宅地防災区域」に指定可能となったことであり、対策事業の補助が可能となったことである。これは、阪神淡路大震災での谷埋め盛土造成地での地すべりの破壊が多発し、その後も地震のたびに、同様な災害に見舞われており切迫性が指摘されている首都直下地震や東海地震など、多数の人的被害や、宅地・公共施設に発生する災害のあることが背景としてある[3]。

他方、近年の情報公開やコスト縮減に対する民意が高まる中で、2000 年には土砂災害防

止法などが新たに整備・施行された[1]. この法律制定の背景には、財政的にもすべての斜面災害に対して行政によるハード対策が不可能であることも一方にあるが、この法律の意図は行政の取り組みとして斜面災害も含めたリスクマネジメントに対するあり方の中で、住民へ災害リスクを啓蒙する努力の必要性を示したことに他ならない. このようなアカウンタビリティやリスクマネジメントの必要性の高まりからみれば、斜面調査・解析もより合理的で説明可能なものが要求されることが必然であり、これまでよりシビアな精度での解析が望まれている.

1.2 研究目的

1.1 で述べたような背景から、“地すべり災害”や“崩壊”などに対して(1)明快であるとともに、(2)合理的で、(3)多くの斜面技術者にとって扱いやすい斜面解析手法を構築することが重要と考える. なお、これまでの斜面安定解析手法は、二次元極限平衡法が主であったが、近年のコンピュータの発達により三次元解析も可能になってきた. しかし、まだまだ三次元の従来法には問題点が多いのも否めない. このため実際のすべり挙動に近いモデル構築が可能な三次元手法の開発が不可欠と考える. 以上に鑑み、本研究では、**RBSM**（剛体バネモデル）の離散化極限解析手法をとりいれた簡易三次元斜面解析法を開発し、その解析特性に対しての基礎的理解を深め、さらに応用としてダム湛水地すべり、トンネル地すべり、人工盛土地すべりなどに適用する条件を整えることで地域に役立つ技術として完成を目指すものである.

1.3 本研究の構成

図 1.3 に本論文の研究の流れを示した。

第 1 章では、本研究の背景と目的、論文の構成について述べる。

第 2 章では、これまで研究されている従来の二次元、三次元斜面安定解析手法を整理し、それぞれの特徴、長所、短所ならびに、用いられるべき破壊モードなどについて言及する。さらに第 3 章で、本研究で提案する簡易三次元安定解析手法の課題点を明らかにする。

第 4 章では、離散化極限解析の簡易三次元安定解析法へ適用方法と定式化を述べるとともに、四角形カラムで用いるすべり面を定義する。またダム湛水や、トンネル通過が及ぼす地すべりの不安定化要因を挙げ、それらの計算方法について述べる。さらに、地震力の導入法やアンカー荷重の導入法を示し、とくに本解析手法の応用として、盛土斜面の危険度評価に供する「試行球面すべり法」について解説する。

第 5 章では、5.1 において提案する簡易三次元安定解析法の解析特性について地すべり実態統計などで知られる地すべり幅・厚み比（W/D 比）の感度分析を試み言及する。また 5.2 では地すべり形状の違いにおける二次元と三次元従来法の問題点について考察し、さらに、切土などの対策効果を他の手法と比較検討し解析式の妥当性を考察する。5.3 ではダム湛水にかかわる水圧の影響について球面滑りをモデル化して感度分析を試みる。

第 6 章では、本三次元安定解析手法を用いて数々の事例研究を行う。6.1 では地すべり移動方向に対する事例として長崎の鷲尾岳地すべりと秋田の狼沢地すべりに対して検討する。6.2 では道路トンネルで発生した地すべりの挙動を観測データとの比較からモデルの再現性を検討する。また、6.3 においてダム湛水の被害事例として、バイオントダムの巨大地すべりの再現解析を試み、6.4 では 1984 年長野中部地震の御嶽山大崩壊について再現解析を行い地震力の影響度合いに対する考察を加える。最後に 6.5 では、第 4 章で提案した「試行球面すべり法」の解析事例として、中越地震(2004)の時の高町団地の被害と宮城県沖地震(1978)について被害の再現を試み、危険度評価としての将来性・利便性について考察する。

第 7 章では、本研究で得られた知見をまとめ、結論とするとともに今後の展望について述べる。

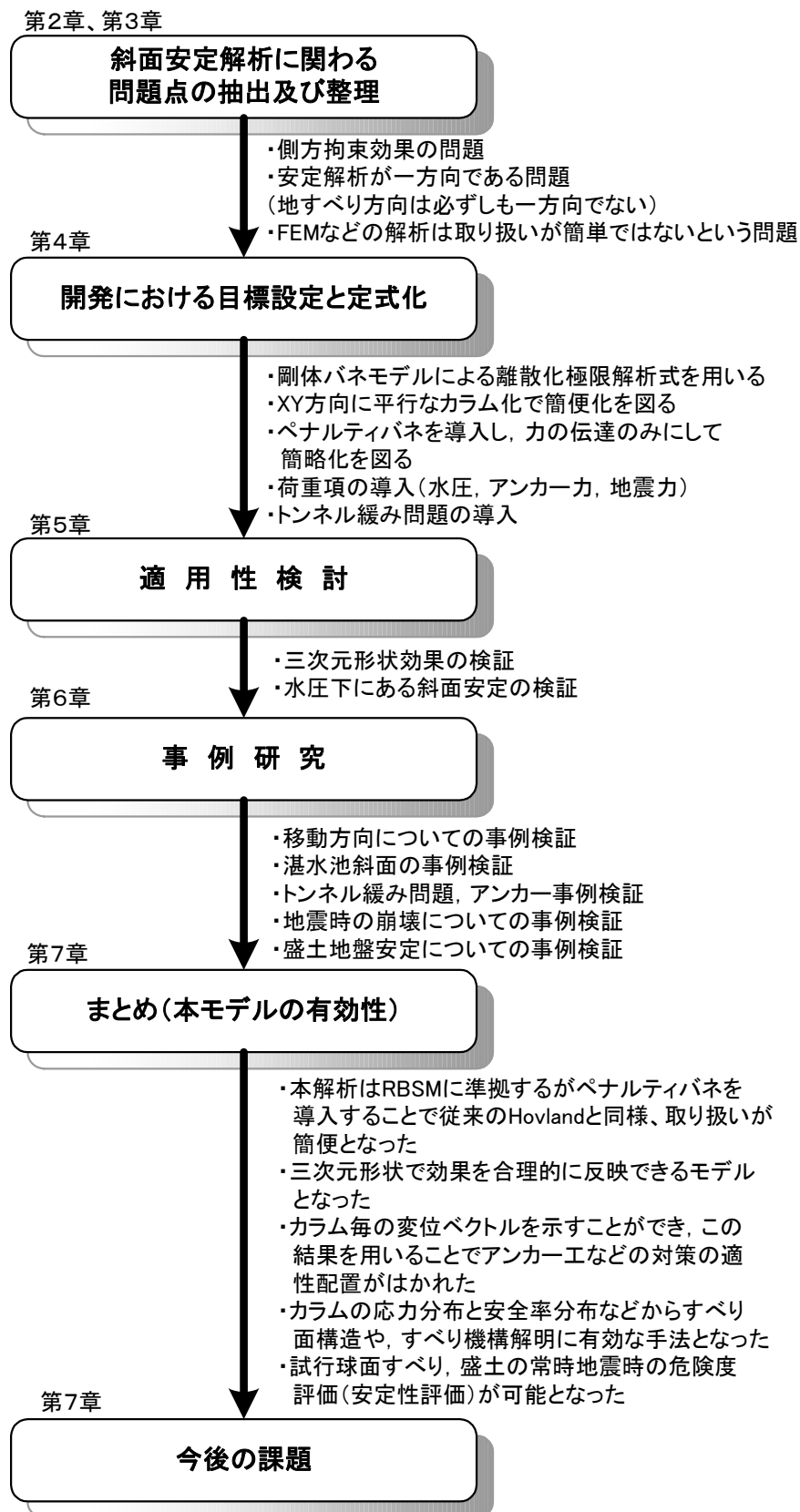


図 1.3 研究フローチャート

参考文献

- [1] 土砂災害防止研究会編(2000)：土砂災害防止法解説,大成出版社,239p
- [2] 大和川河川工事事務所 YK-NET(2006)：地すべり総合情報センター，全国の地すべり：
<http://www.yamato.kkr.mlit.go.jp/YKNET/outline/landslide/landslide/japan/japan.html>
- [3] 三輪賢志(2006)：宅地造成等規制法の改正と宅地耐震化推進事業について，基礎工，
Vol.34, No.10, pp.15-18

第2章 斜面安定解析概論

2.1 斜面破壊と解析手法概説.....	7
2.2 極限平衡法概説.....	7
2.3 数値解析法概説.....	10
2.4 従来の斜面解析安定解析の分類.....	12
2.4.1 二次元極限平衡法.....	12
2.4.2 三次元極限平衡法.....	20
2.4.3 極限解析法.....	27
2.4.4 動的解析法.....	42
2.4.5 解析モデルと変形モード.....	45
参考文献	46

第2章 斜面安定解析概論

2.1 斜面破壊と解析手法概説

斜面を構成している土塊（または岩盤斜面）の内部では、重力作用の他、外力としての地下水浸透力（間隙水圧）、上載荷重、また、ときとして地震時の慣性力などが作用する。これらは斜面を滑動させようとする力として存在し、これらが土塊の持つせん断強さを超えると、斜面の平衡が保たれなくなり滑り破壊が生じる。一般に、滑り破壊の初期には、まず斜面末端部分で強度的な飽和状態（極限平衡状態）が起こり、局所的破壊が生じる。次に、その破壊周辺で、それまでの平衡が失われ、破壊部の隣接で応力集中が生じ破壊が上方へ伝播—逐次破壊—されていく。この結果、末端（下部）から頭部（上部）の一連の曲面である「すべり面」が形成される。

すなわち、斜面安定問題は、このようなすべり面でのせん断応力と土塊の持つせん断強さとの総合的なバランスを論ずる問題と考えることが出来る。

斜面安定解析手法には、大きく“極限平衡法”と“数値解析法”に大別される。前者は、前述の「すべり面」をあらかじめ仮定し、モール・クーロン則による破棄基準をもとに応力の極限平衡により安定性を考えるものである。他方、後者は有限要素法（FEM：Finite Element Method）で代表されるように応力歪みの関係を用いて応力の分布特性により斜面の安定性を論ずる手法である[1]。

2.2 極限平衡法概説

一般に斜面災害の場合、その運動様式に着目し明確なすべり面を形成し大規模かつ比較的緩慢に運動するものについて「地すべり」と称し、急激に運動する「崩壊」や「落石」と一応の区別が設けてあるものの、斜面破壊の個々の運動様式は極めて複雑である。多くは図 2.2.1 に示すような円弧すべり、平面すべり、くさびすべり、トップリング、バックリングなどの破壊モデルに分類され斜面安定解析手法もそれに応じて使い分けがなされている。

極限平衡法でよく用いられる二次元簡便スライス法は、Fellenius 法、または Sweden 法と呼ばれているもので、スライス間の不静定力を無視しており最も簡易な極限平衡法（すべり面法）である[1]。

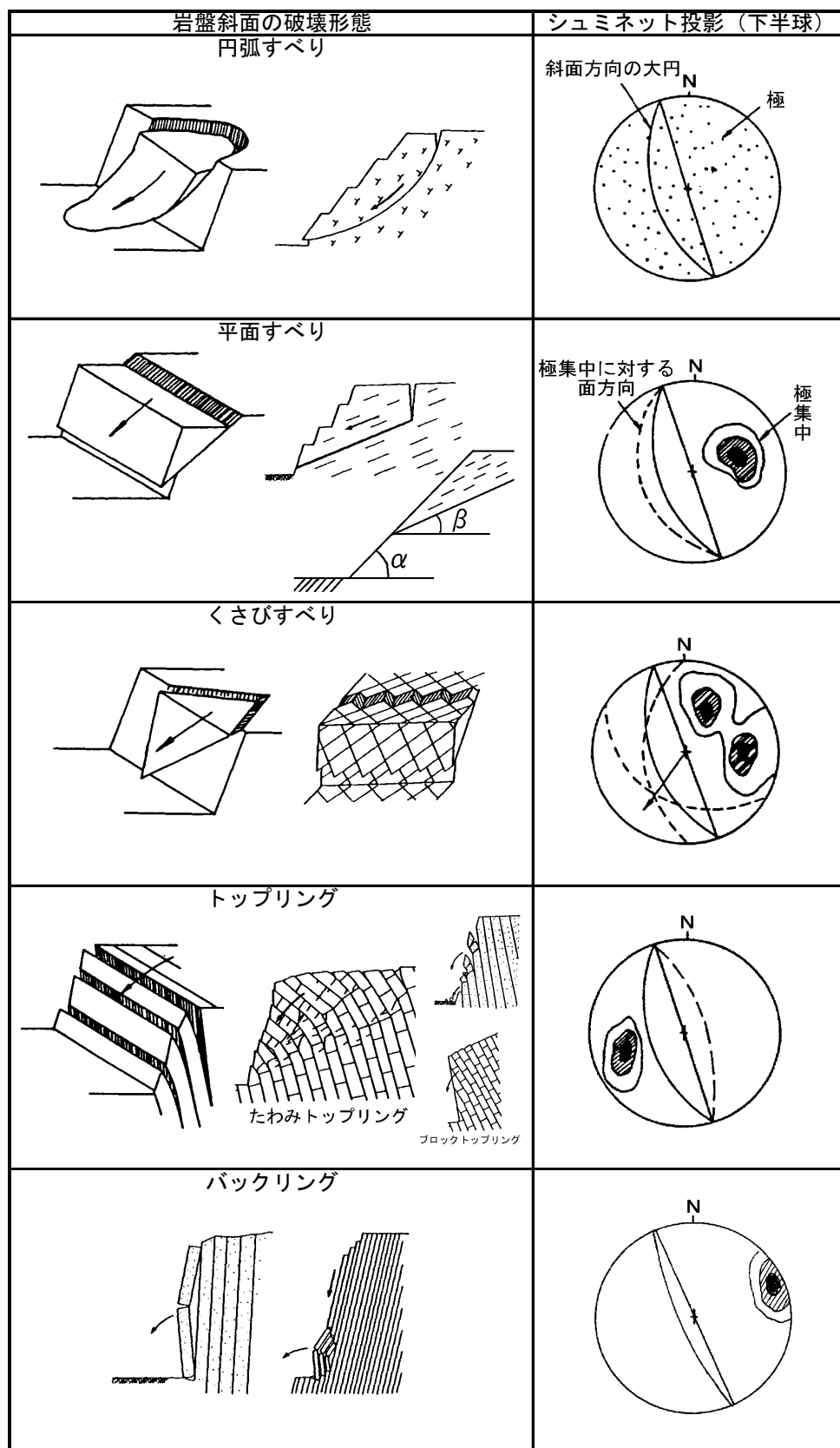


図 2.2.1 岩盤斜面の破壊形態 ([2]を修正・加筆)

また、Bishop 法、Janbu 法、Morgenstern—Price 法、Spencer 法などもよく知られた極限平衡法である。これらは、分割片側面に働く不静定内力を考慮し、かつ間隙水圧を考慮して有効応力で限界平衡を論ずる解析法である。

これらの解析は、前述したように、すべり面（円弧すべり、平面すべり、くさびすべり）を既知として取り扱う決定論的手法といえる。過去に滑動履歴を有しすべり面特有の鏡肌などができた地すべりの場合では、調査によってそれらの連続性を明らかにすることが可能な場合が多く、このような斜面においては二次元の極限平衡法を用いて解析・設計する手法が、ほぼ確立している。これは熟練技術者の経験工学に基づき、踏査やボーリング調査資料などからすべり面を特定し解析するもので、斜面のすべり面安全率を指標として安定度を評価するものである。

さらに、均質盛土などの斜面安定では、Fellenius 法や Bishop 法による試行円弧すべり面法を用いて、最小安全率もしくは最大抑止力を導く手法があり、これを用いれば必ずしもすべり面が既知ではない（決定論的ではない）場合でも、安定度評価は可能となる。

なお、近年大規模なものについて三次元のすべり面モデル[3][4]を作成し極限平衡法解析を実施しコスト縮減を計る例も増加している。三次元モデルで最もよく利用されているのは Hovland 法である[5]。これは二次元での Fellenius 法と同様にカラム間の不静定力を考慮せずに解析する手法であるが、近年はカラムの不静定を考慮する方法に三次元簡易 Bishop 法、三次元簡易 Janbu 法などによる解析事例も増加している[6]。

一方、亀裂が卓越する岩盤切土斜面でのすべりの安定度予測などでは、切土面に出現するくさび状の岩塊の安定性について図解法を用いることがある。最近では、亀裂面の計測技術の進歩とともにこれを発展させ、掘削面に現れる複数面の亀裂に囲まれた多面体ブロックが極限平衡法的に安定であるかを解析するキープロック理論[7]が用いられつつある。これは岩盤安定の要となるキープロック（自由面の存在するブロック）を抽出する手法で、実用的にはこれらのキープロックを抑えることで逐次破壊による拡大を未然に防ぎ、施工・管理のコストダウンにつなげることが可能となる。前提となる不連続面データの収集が重要であるが、理論的に平易で実用性の高い解析手法であり、今後さらなる発展が期待される解析手法である。ただし、欠点としてはこれらのキープロック理論では応力や変位は扱うことが出来ない。

2.3 数値解析法概説

地盤が著しく不均質であったり、すべり面が特定できない場合、もしくはすべりモデルが複雑な場合等においては、安全率でのみ評価するこれらの極限平衡法ではすべり挙動を適確に表現できず、対策工の選定や位置・数量などの誤りにつながる場合がありえる。このようなことを踏まえ、1970年代から近年のコンピュータの進歩とともに発展してきたFEMが地盤工学分野でも用いられるようになってきた。当初は地山を弾性体もしくは低応力レベルとして線形弾性での応力・変形解析を行う手法が採られてきたが、実際の応力とひずみの関係は直線ではなくひずみの増大にともない弾性係数やポアソン比は変化することから非線形弾性～弾塑性解析へと発展してきた。これらの多くは切土などによる緩み解析などに使用されるとともにアンカーなどの対策工設計に用いられている。ただしこの段階でのFEMでは、軟岩など亀裂の少ない地山などでは有効であるものの亀裂や断層が破壊の主体となる不連続性岩盤への摘要には限界がある。このような分離面や不連続面に対応させるために開発されたのが Goodman により提案されたジョイント要素[8]である。この他FEMは、このような不連続体解析を克服するためクラックテンソルモデルや複合降伏モデル[8]など改良が進んできている。

一方、FEMと同じく地盤を要素に分割して取り扱うものの、要素を剛体と仮定する剛体バネモデル（RBSM：Rigid Bodies-Spring Model）が不連続体解析の新しい数値解析手法の一つとして発展してきた[9]。RBSMは剛体要素同士が非線形バネで結合された物理モデルで、アルゴリズム上“高度なすべり安定解析”と見なせる。このため地すべり・斜面崩壊のような不連続挙動を扱う場合やすべり安定の極限力を検討する場合等で有効な解析手法の一つとなっている。また、変位パラメーターとして、剛体内の任意点に剛性変位を設定するため、自由度を変更せずに要素間の切断やすべりを導入することが可能で、増分計算することで自動的にすべり面やクラック面を決定することが出来るとともに、引張破壊を考慮した解析も可能で斜面の破壊モードを明らかにできる。通常、荷重増分法を用いた弾塑性解析で行うため、すべりの進行性破壊などを追跡できるメリットがある。ただし、RBSMは離散化極限解析を効率的に行えるが、要素を剛体として仮定し要素境界面に設けられたバネに蓄えられるエネルギーを基に剛性行列を誘導するために弾性解の精度はFEMに比較して劣る。これを改良すべく現在はRBSMの進行性破壊の表現特性を損なうことなくFEMの精度に迫る解析として、ハイブリッド型ペナルティ法（HPM：Hybrid-type Penalty Method）[10]が開発されている。HPMは浸透流解析の導入が容易であり、これとの

連成も試みられつつあって、さらに発展が期待されている。

これまで紹介した解析は基本的には静的解析であり、岩盤の分離後におこる岩盤崩落や落石など動的破壊過程をモデル化することは不可能である。これらの解析手法として個別要素法 (DEM: Distinct Element Method) [11], 不連続変形法 (DDA: Discontinuous Deformation Analysis) [12], マニフォールド法 (MM: Manifold Method) [11]などが開発されている。DDA は、任意の弾性体の多角形で構成される不連続性岩盤ブロック相互の運動を動的、準静的に解析する手法で図 2.3.1 に示すように、1996 年 2 月 10 日北海道の国道 229 号豊浜トンネルの坑口付近で発生した斜面の岩盤の破壊・崩落過程をリアルに再現し、そのモデルの有用性を世間にアピールした[11]。すでに DEM および DDA は市販パッケージ化されており落石などの挙動予測と落石防護工の設計に効果を発揮している。

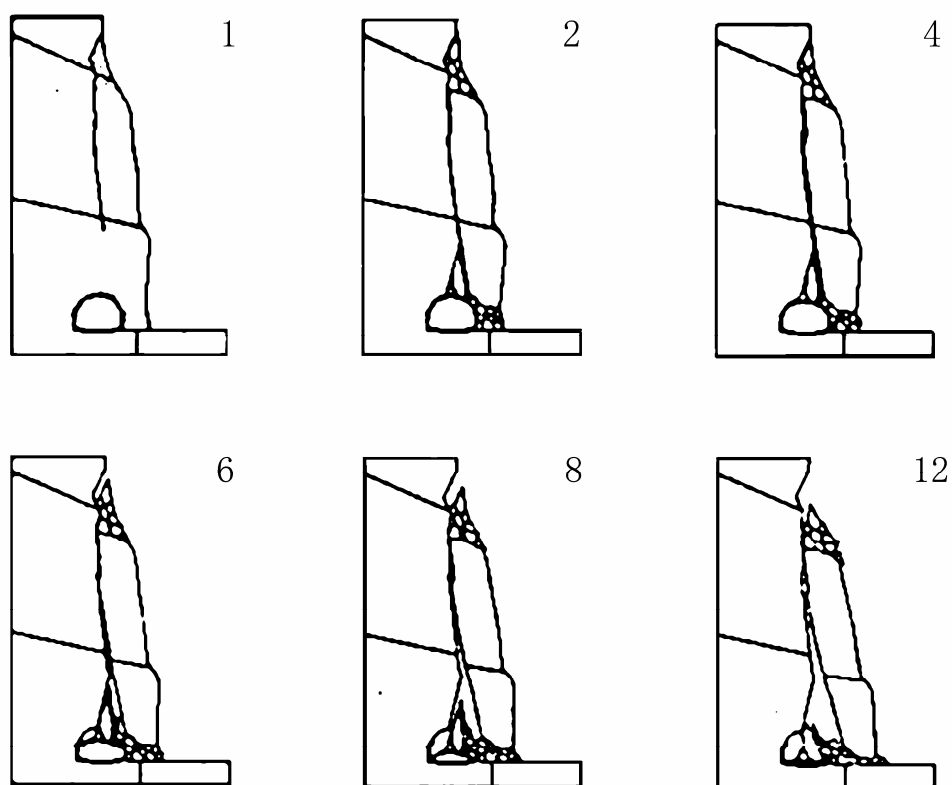


図 2.3.1 豊浜トンネル災害の DDA による再現[11]

2.4 従来の斜面解析安定解析の分類

2.4.1 二次元極限平衡法

1) Fellenius 法

今日の斜面の安定解析法に、せん断抵抗へ粘着力の概念を導入し、始めて円形すべり面の安全率を算出する方法として提案したのは Fellenius である。この方法は 1930 年代から世界的に最も多く用いられるようになり、さらに USBR (米国開拓局) が間隙水圧の影響を取り入れてこれを発展させた。これらは、簡便スライス法、もしくは Sweden 法などとも呼ばれるもので、現在も国土交通省を初めとする各所轄官庁の指針に多く採用されている。

スライスに働く内力 Q_i をすべり面と平行と仮定しており、スライスに作用する力および、力の多角形は図 2.4.1 のようになる。これらから、安全率 F_s は (2.4.1) 式となる。

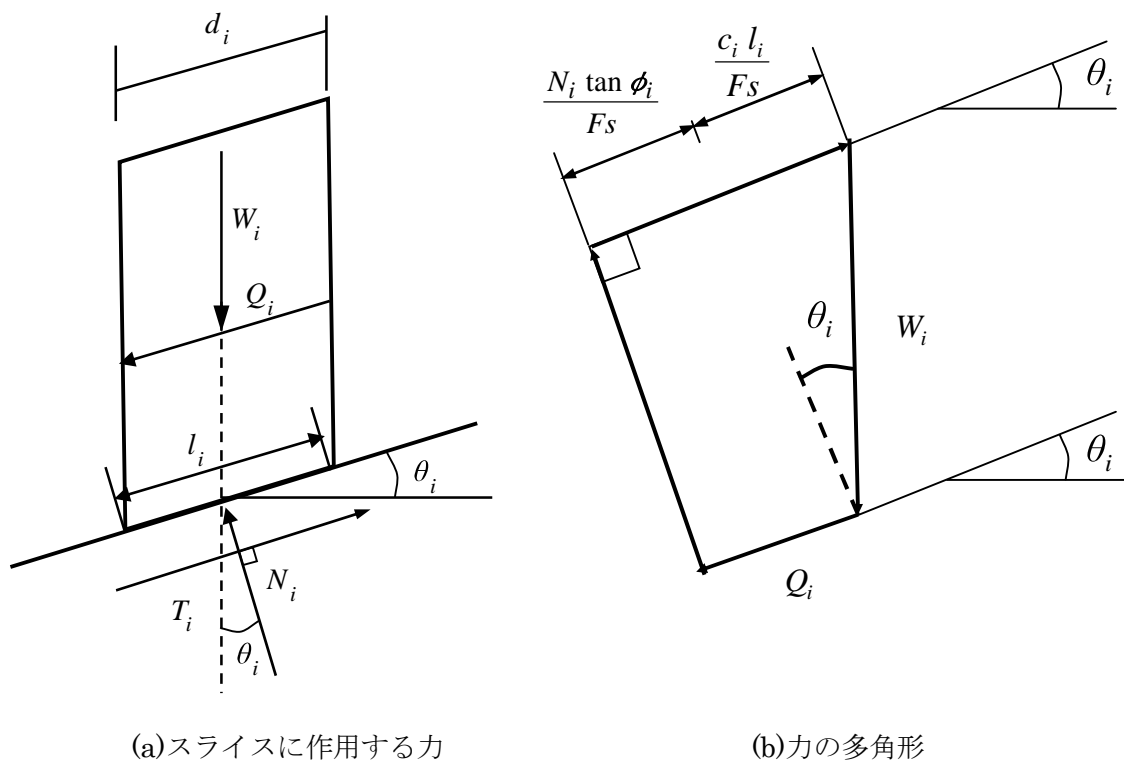


図 2.4.1 簡便法のスライスに作用する力

$$Fs = \frac{1}{\sum W_i \sin \theta_i} \sum \{ c_i l_i + W_i \cos \theta_i \tan \phi_i \} \quad (2.4.1)$$

ここに

W_i : 土塊の重量

T_i : すべり面に作用するせん断力 ($= W_i \sin \theta_i$)

N_i : すべり面に作用する垂直力 ($= W_i \cos \theta_i$)

d_i : スライスの幅

l_i : すべり面の長さ

θ_i : 水平に対するすべり面の傾き

C_i : 粘着力

ϕ_i : 内部摩擦角

Q_i, Q_{i+1} : スライスに作用する内力(すべり面に平行)

Fs : 安全率

2) Bishop 法

Bishop 法は、1956 年に提案された円形すべり面に対して用いられる計算方法である。モーメントの釣合と鉛直力の釣合を満たしており、円形すべり面としては Fellenius 法に比べ精度が良い[13]。図 2.4.2 に力の多角形のキースケッチを示す。

下記の i) ～ iv) の条件毎に式をとりまとめると以下のようなになる。

i) 各分割スライスについての極限平衡条件式

$$\tau_i = (c_i + \sigma_i \tan \phi_i) / Fs \quad (2.4.2)$$

ii) 点 O に関する全体型のモーメント釣合条件式

$$\sum W_i X_i = \sum T_i R_i \quad (2.4.3)$$

iii) すべり面鉛直方向の力の釣合条件式

$$N_i = (W_i + \Delta V_i) \cos \theta_i - \Delta H_i \sin \theta_i \quad (2.4.4)$$

iv) すべり面に平行方向の力の釣合条件式

$$T_i = (W_i + \Delta V_i) \sin \theta_i - \Delta H_i \cos \theta_i \quad (2.4.5)$$

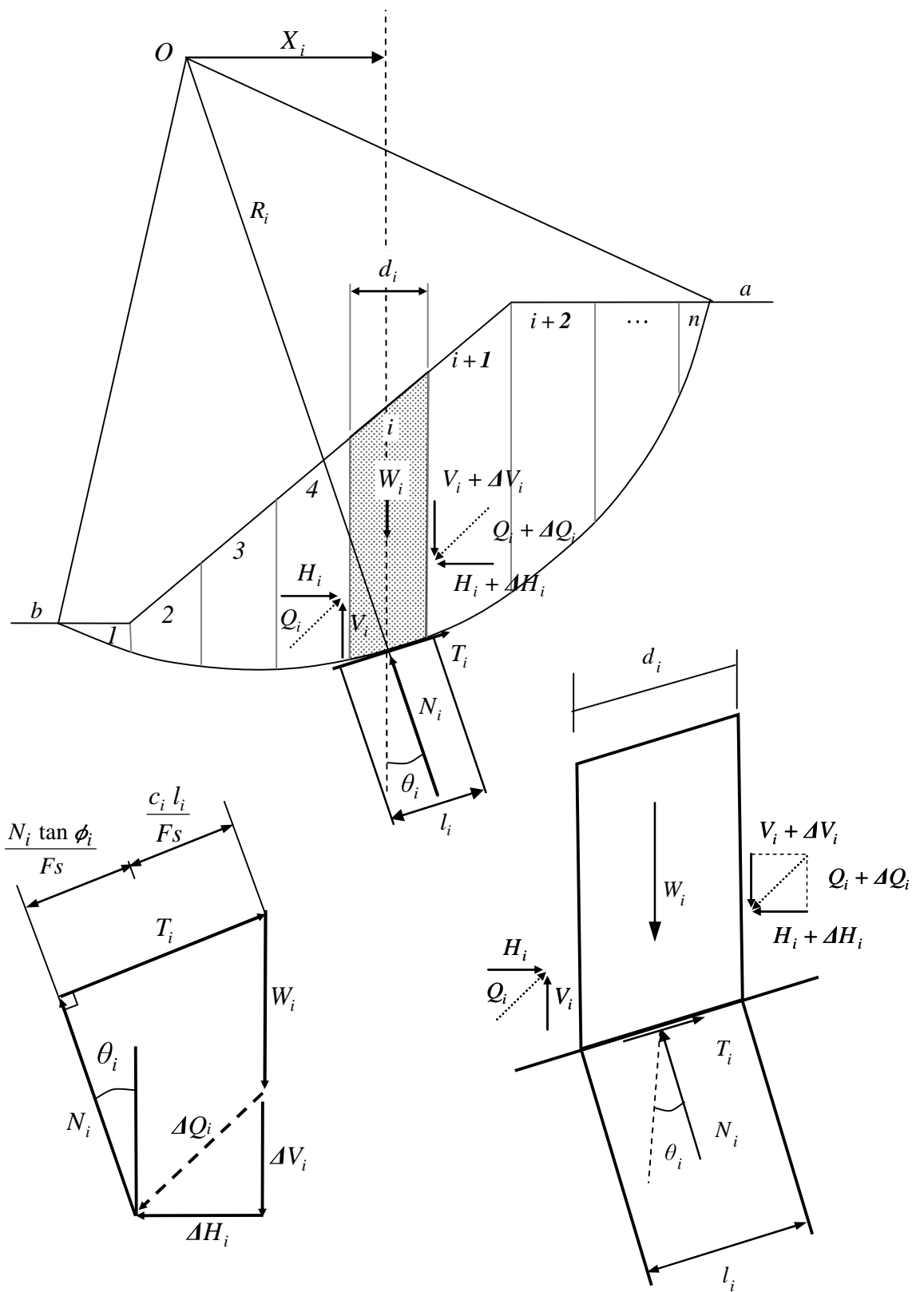


図 2.4.2 力の多角形のキースケッチ

ここで、 τ_i 、 σ_i はすべり線上のせん断応力、垂直応力である。

そのほかの記号は前述の 1) Fellenius 法に従う。

今、

$$\left. \begin{aligned} N_i &= \sigma_i l_i \quad , \quad T_i = \tau_i l_i \\ l_i &= d_i \sec \theta_i \quad , \quad x_i = R_i \sin \theta_i \end{aligned} \right\} \quad (2.4.6)$$

であるので、

$$Fs = \frac{1}{\sum W_i \sin \theta_i} \sum \left[\left\{ C_i d_i + (W_i + \Delta V_i) \tan \phi_i \right\} \frac{\sec \theta_i}{1 + \tan \phi \tan \theta_i / Fs} \right] \quad (2.4.7)$$

が得られる。スライスの両端部と a 、 b において外力が働かないものとすれば、次の 2 式が成立する必要がある。

$$\left. \begin{aligned} \sum H &= \sum (H_{i+1} - H_i) = H_a - H_b = 0 \\ \sum V &= \sum (V_{i+1} - V_i) = V_a - V_b = 0 \end{aligned} \right\} \quad (2.4.8)$$

未知数 ΔV_i の値を適當の与え、上記条件を満足するように逐次近似的に説くことにより Fs を知ることができる。ただし、 $\sum (H_{i+1} - H_i) = 0$ の条件を満足するため、上記式は方程式を解く上で 1 つ多い条件を与えたことになる。

ただし、實質的に V_i の値に対して Fs の受ける影響は小さいと考えられ、標準の条件に対しばらつきは 4~5% といわれている[13]。

そこで、 $V_i - V_{i+1} = 0$ すなわち(2.4.7)式の $\Delta V_i = 0$ として考えると、(2.4.9)の式が得られる。

$$\left. \begin{aligned} Fs &= \frac{1}{\sum W_i \sin \theta_i} \sum \left[\frac{C_i d_i + W_i \tan \phi}{m\alpha} \right] \\ \text{ここで、} \\ m\alpha &= \cos \alpha \left[1 + \frac{\tan \phi \tan \theta_i}{Fs} \right] \end{aligned} \right\} \quad (2.4.9)$$

(2.4.7) 式は、Bishop の厳密解法であるが、(2.4.9)式は簡易 Bishop 法と呼ばれる。

3) Janbu 法

Janbu 法は、1954 年に非円形の任意形状のすべり面に対して用いられる式として提案されたものである。前述 Bishop 法で示したキースケッチに従い関係式を導く。

まず、各分割スライスに作用する鉛直及び水平方向の力の釣合条件から(2.4.10)式が得られる。

$$\Delta H = T_i \cos \theta_i (1 + \tan^2 \theta_i) - (W_i + \Delta V_i) \tan \theta_i \quad (2.4.10)$$

なお、すべり土塊全体として、水平方向の力の平衡条件により、次式が成立する必要がある。

$$\Sigma(H_{i+1} - H_i) = H_b - H_a \quad (2.4.11)$$

また、個々のスライスの安全率 (Fs_i) は以下である。

$$Fs_i = \frac{Rf_i}{T_i} \quad (2.4.12)$$

但し、

$$Rf_i = c_i l_i + N_i \tan \phi_i \quad (2.4.13)$$

これらの3式から、以下の式がそれぞれ導かれる。

$$Fs = \frac{\Sigma Rf_i \cos \theta_i (1 + \tan^2 \theta_i)}{H_b - H_a + \Sigma (W_i + \Delta V_i) \tan \theta_i} \quad (2.4.14)$$

$$Rf_i = \frac{c_i l_i + [(W_i + \Delta V_i)/d_i] l_i \tan \phi_i}{1 + \tan \theta_i \tan \phi_i / Fs} \quad (2.4.15)$$

(2.4.14) と(2.4.15)から最終的に (2.4.16) が導かれる。

$$Fs = \frac{1}{H_b - H_a + \Sigma (W_i + \Delta V_i) \tan \theta_i} \Sigma \frac{\{ c_i + [(W_i + \Delta V_i)/d_i] \tan \phi_i \} d_i (1 + \tan^2 \theta_i)}{1 + \tan \theta_i \tan \phi_i / Fs} \quad (2.4.16)$$

ここで、この式には不静定内力の ΔV_i があるため、反復計算ではこれらを考慮する必要がある。また、Janbu では、モーメントの釣合にかわるものとしてスライス間力の作用位置を土被り高さの下 1/3 に仮定している[13]。

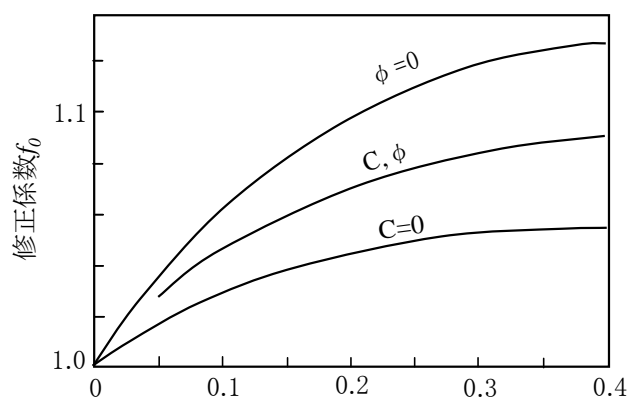
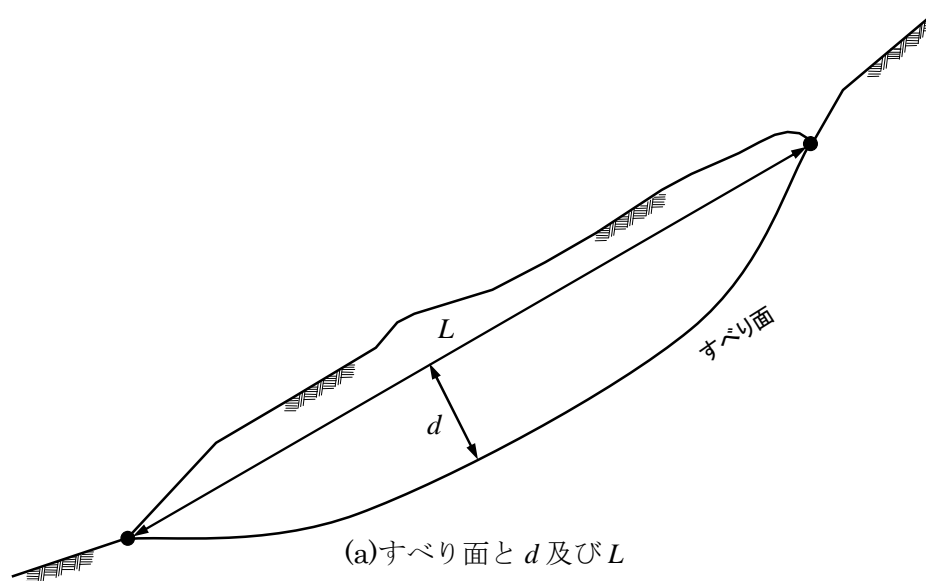
簡易 Janbu 法の場合、(2.4.16) 式の厳密式に対し $\Delta V_i = 0$ と仮定するときの安全率を F_0 とする。この場合も両辺に F_0 が出現するので反復計算は必要であるが、水力線の位置に関する情報は不要となる。

こうして別途に修正係数 f_0 を導入する.

すなわち以下となる.

$$Fs = f_0 F_0 \quad (2.4.17)$$

f_0 は安全率に及ぼすスライス間のせん断力の影響を表す係数である. この図表は図 2.4.3 であるが, f_0 の値は 1 に近いこともあり $f_0 = 1$ と仮定することも多い.



(b) d/L と修正係数 f_0 の関係

図 2.4.3 簡易 Janbu 法の修正係数

4) Morgenstern-Price 法

Morgenstern-Price (モーゲンシュターン・プライス) は、1965 年に Bishop 法に比べ高い精度で任意形状のすべり面に適用できる解析法を提案した[14]。この方法はスライス間に働く内力や作用点位置などを任意の関数形で与えるもので、またスライス側面圧を有効応力と間隙水圧に分離できるなど、一般分割法のなかでも合理性の高いものに位置づけられる。すなわちスライス側面に作用する垂直力 H とせん断力 V の比 (側面力の作用方向) がスライス間である関数にしたがって連続的に変化すると仮定するものである。すなわち以下の関係式を仮定した。

$$V = \lambda f(x) H \quad (2.4.18)$$

ここに、 λ : 未知定数

$f(x)$: スライス間力関数(既知)

$f(x)$ はトライアルに各種の関数を用いられる。非円弧すべり面にも適用される。本方法は任意形状のすべり面解析法としては Janbu 法に比べると、合理的であるといわれるが、反面実用的には計算が繁雑で収束しないこともあり、設計計算などには用いるには問題がある。

5) Spencer 法

Spencer 法は 1973 年に発表され、Morgenstern-Price 法と同様に円形すべりばかりでなく、非円形すべり面に適用できる式であり、力学的な平衡条件をすべて満足して解くことができるという意味で、厳密かつ一般的な方法である。力学的な平衡条件とは以下に示す 6 つである[15]。

- ①各スライスでの水平 (もしくはスライス底辺に平行) 方向の力の平衡
- ②各スライスでの鉛直 (もしくはスライス底辺に垂直) 方向の力の平衡
- ③各スライスでのモーメントの平衡
- ④滑り土塊全体での水平方向の力の平衡
- ⑤滑り土塊全体での鉛直方向の力の平衡
- ⑥滑り土塊全体でのモーメントの平衡

Morgenstern-Price 法や Spencer 法は、各スライスの底辺の中央にモーメントの中心を取りながら、上記の力学的な平衡条件③と⑥を成立させている。古谷[15]は、Spencer 法をさらに

発展させ、Spencer-Q 法とした（図 2.4.4）．これは Bishop 法のように、スライス間力をただ一つの合力 Q とし、滑り土塊の外の一点を中心にして力学的な平衡条件⑥を成立させている．古谷[15]によると 14 事例の解析すべてで安全率を比較した結果、Morgenstern—Price 法とほぼ同じ値を得ている．

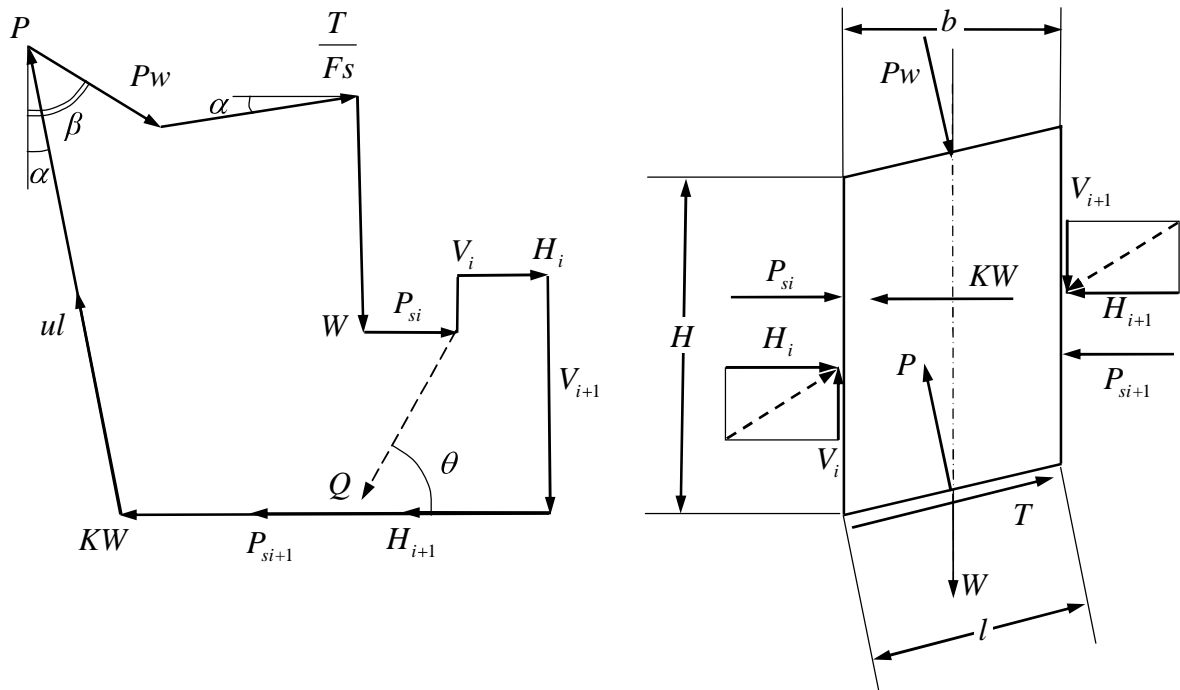


図 2.4.4 Spencer-Q 法のスライスに作用する力 [15]

2.4.2 三次元極限平衡法

1) Hovland 法

Hovland[5]は Fellenius の解法を三次元に拡張し、地すべりなどに摘要可能なモデルとして提案した。したがって、基本的に、カラム側面の不静定力を無視したものであり、地すべり土塊の力とモーメントの釣合も全く満たしていない。式 (2.4.19) に示すように、分子の法線力($W \cdot \cos(Mdip)$)はすべり面最大傾斜($Mdip$)に依存するが、接線力はカラムのすべり面方向(y 軸)の勾配(α_{yz})に依存するものである。

$$Fs = \frac{\sum_x \sum_y [cA + W \cos(Mdip) \tan \phi]}{\sum_x \sum_y W \sin \alpha_{yz}} \quad (2.4.19)$$

ここに、

Fs : 三次元安全率

c : 粘着力

ϕ : 内部摩擦角

α_{yz} : すべり方向(y 軸)のすべり面傾斜角

$Mdip$: すべり面の最大傾斜

但し、

$$Mdip = \cos^{-1}\left(\frac{1}{J}\right) \\ J = \sqrt{1 + \tan^2 \alpha_{xz} + \tan^2 \alpha_{yz}} \quad (2.4.20)$$

W : カラム重量

A : カラムのすべり面面積

Δx : 各カラムの x 長さ

Δy : 各カラムの y 長さ

但し、 $\Delta A = \Delta x \Delta y / \cos(Mdip)$

ここで、すべり方向(y 軸)に対する三角柱のすべり面傾斜角(α_{yz})は図 2.4.5 の座標値から、次のように求められる。

$$\alpha_{yz} = \tan^{-1} \left[\frac{1}{2\Delta} \{ (x_3 - x_2)z_1 + (x_1 - x_3)z_2 + (x_2 - x_1)z_3 \} \right] \quad (2.4.21)$$

ここに△は三角形の面積である．

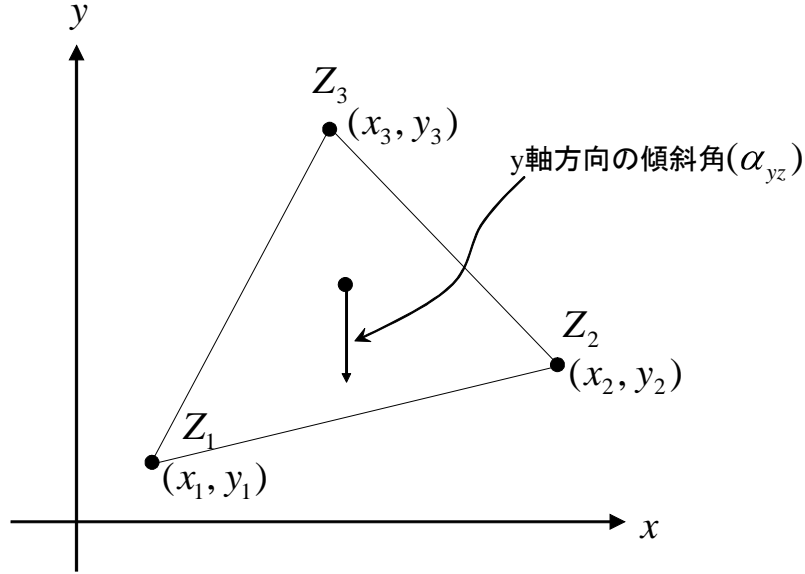


図 2.4.5 すべり面の方向規定

吉松[16]は，地すべり運動方向を，すべり面頭部域から末端域まで直線と仮定することによって，これに対する直向交向の力の釣合いを零とすることが可能となり，三次元領域での各カラムの総和をとって安全率を導くことが可能となることを示した．

結果的に式(2.4.19)においては， y 軸方向の安全率を示すものであるが，任意方向の地すべりの安全率を算出するには，座標軸(x - y 角)を回転することによって，新座標 (x' , y') を求めればよい．すなわち， θ を座標回転角度とすると以下によって求められる．

$$\begin{Bmatrix} x' \\ y' \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos \theta & \sin \theta \\ -\sin \theta & \cos \theta \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x \\ y \end{Bmatrix} \quad (2.4.22)$$

尚，最小安全率をもって地すべり方向と考える直接的な基準を適用するとき， θ を試行することによってトライアル計算すれば最小安全率，すなわち運動方向を得ることが可能である．吉松[16]は，解析的に $\partial F_s / \partial \theta = 0$ の値を求めることができないことから，極小点まわりにおける 3 点の θ と F_s 値から 2 次元関数近似を行い，最小安全率を導く方法を提案した．すなわち，3 方位 θ_1 , θ_2 , θ_3 において斜面安全率が $F_1 = F_s(\theta_1)$, $F_2 = F_s(\theta_2)$, $F_3 = F_s(\theta_3)$ であるとすれば，極小点 θ は次式で与えられる．

$$\theta = \frac{\{(\theta_2)^2 - (\theta_3)^2\}F_1 + \{(\theta_3)^2 - (\theta_1)^2\}F_2 + \{(\theta_1)^2 - (\theta_2)^2\}F_3}{2\{(\theta_2 - \theta_3)F_1 + (\theta_3 - \theta_1)F_2 + (\theta_2 - \theta_1)F_3\}} \quad (2.4.23)$$

また，吉松[16]は同論文において間隙が水圧の導入方法についても提言している．

しかしながら，本式は，釣合条件を満たしていないこともさることながら，本来同一の土質条件下では二次元の安全率を三次元の安全率は上まわるが，本解析においては砂質斜面で三次元安全率の値が二次元安全率を下回る可能性があるなどの問題も指摘されている[17].

2) 三次元簡易 Bishop 法

鵜飼[6]は，簡易 Bishop 法の三次元化を試みた．これ以降，本手法を本研究では Bishop3D 法と称す．図 2.4.6 に様式図と定義される x , y , z の方向を示す．このとき， x 軸方向に作用する側方拘束力は小さいため無視し，カラム側面に作用する内力の合力(ΔQ_{ij})について，「 yz 面内では水平方向の成分 ΔQ_1 を有し， xz 面内では，水平面と $\tan^{-1}(\eta \tan \alpha_{xz})$ の角度をなす成分を有する」と仮定した(図 2.4.7)．このとき η は未知定数である．

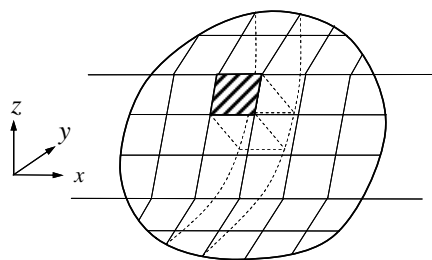


図 2.4.6 地すべりとカラムの関係 [13][19]

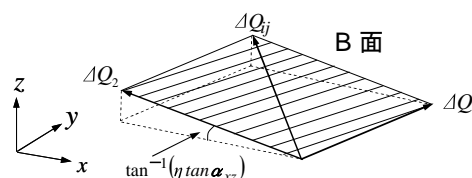


図 2.4.7 三次元分割法の仮定 [13][19]

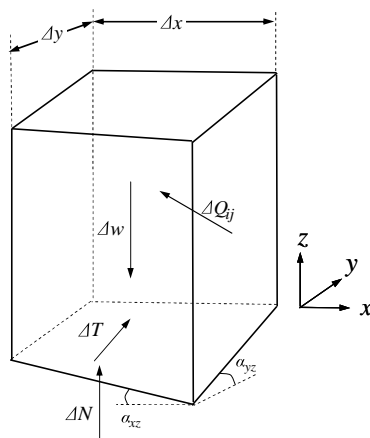


図 2.4.8 カラムに作用する力 [13][19]

$$Fm = \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^n \left[R_i \left[c \Delta x \Delta y (1 + \eta \tan^2 \alpha_{xz}) + \{ \Delta W_{ij} - u_{ij} \Delta x \Delta y (1 + \eta \tan^2 \alpha_{xz}) \} \tan \phi \right] / m\alpha \right] \\ \left/ \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^n (\Delta W_{ij} R_i \sin \alpha_{yz} + \alpha_{ij} Kh \Delta W_{ij}) \right. \quad (2.4.24)$$

$$Fv = \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^n \left[\{ (c - u_{ij} \tan \phi) \eta \sin \alpha_{yz} \tan^2 \alpha_{xz} \Delta x \Delta y + \Delta W_{ij} (Fv/J + \sin \alpha_{yz} \tan \phi) \} / m\alpha \right] \\ \left/ \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^n \Delta W_{ij} \right. \quad (2.4.25)$$

ここに,

$$J = \sqrt{1 + \tan^2 \alpha_{yz} + \tan^2 \alpha_{xz}}$$

$$J'' = \sqrt{1 + (\eta \tan \alpha_{xz})^2}$$

$$m\alpha = (1 + \eta \tan \alpha_{xz}) / J + \sin \alpha_{yz} \tan \phi / F$$

計算では $F = Fv = Fm$ となるように, 未知数 η を決定すればよいことになる.

ここで, Fv : 鉛直方向の釣合が得られる安全率

Fm : モーメントの釣り合いから得られる安全率

F : 全体安全率

C : 粘着力

R_i : すべり面の半径

ϕ : 内部摩擦角

W_{ij} : ij カラムの重量

U_{ij} : ij カラムにおけるすべり面上の間隙水圧

H : 未知数

α_{ij} : ij カラムに作用するすべり面の回転角と水平地震力の作用点での
鉛直距離 (アーム長)

α_{xz} : x 方向(すべり方向)でのカラムすべり面勾配

α_{zy} : y 方向(すべり方向)でのカラムすべり面勾配

kh : 水平地震力

$\Delta x, \Delta y$: カラムの xy 面上でのメッシュ幅

3) 三次元簡易 Janbu 法

鵜飼[6]は、簡易 Bishop 法を提案すると同時に任意すべり面形状に適用すべく三次元簡易 Janbu 法も提案した。本研究では、これ以降、本解析手法を Janbu3D 法と呼ぶ。Bishop3D 法と異なるのは、モーメントの釣り合いを考慮せず、水平力の釣り合いを考慮するものである。計算の諸量は前述 Bishop3D 法と同じである。すなわち、すべり面土塊全体の水平力の釣り合いより次式が得られる。

$$\sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^n Kh \Delta W_{ij} = \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^n (\Delta T_{ij} \cos \alpha_{yz} - \Delta N_{ij} \tan \alpha_{yz} / J) \quad (2.4.26)$$

Bishop3D 法と同様に、B 面上の法線方向の釣り合い条件を整理し、垂直応力とせん断応力の式を当てはめ整理すると、最終的に (2.4.27) 式が得られる。

$$\begin{aligned} Fh = \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^n & \left[\{ (c - u_{ij} \tan \phi) (1 + \eta \tan^2 \alpha_{xz} \cos^2 \alpha_{yz}) \Delta x \Delta y \right. \\ & \left. + (\tan \phi + \eta Fh \sin \alpha_{yz} \tan^2 \alpha_{xz} / J) \Delta W_{ij} \} / (\cos \alpha_{yz} m \alpha) \right] \\ & / \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^n (\tan \alpha_{yz} + Kh) \Delta W_{ij} \end{aligned} \quad (2.4.27)$$

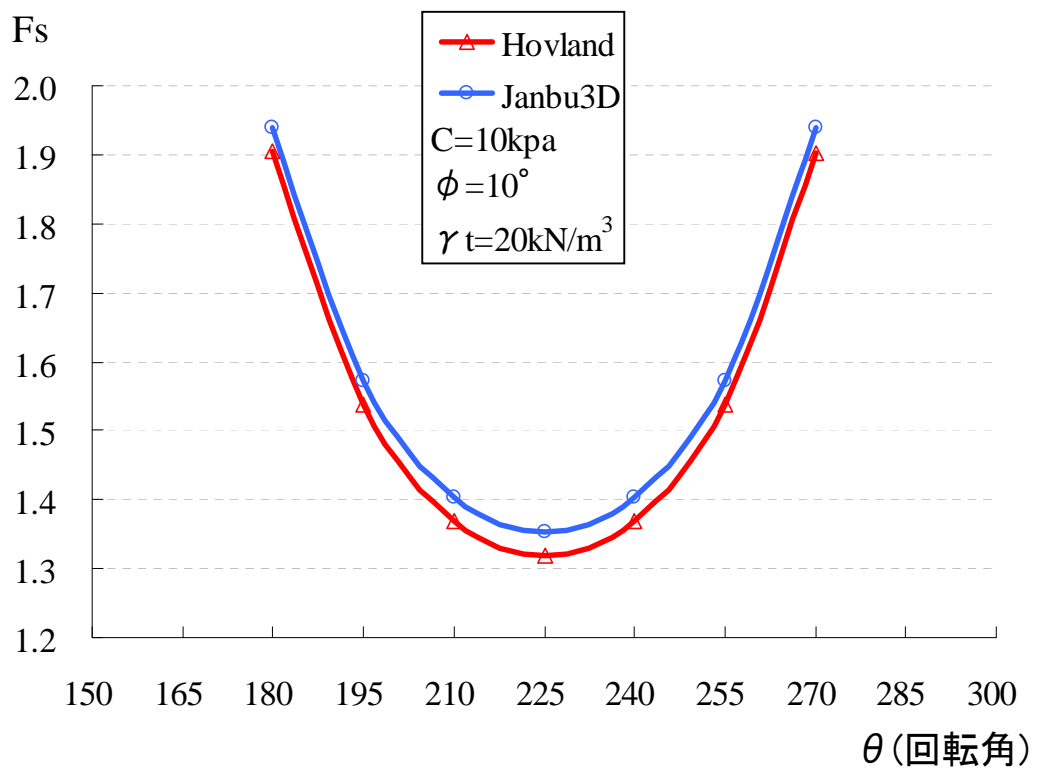
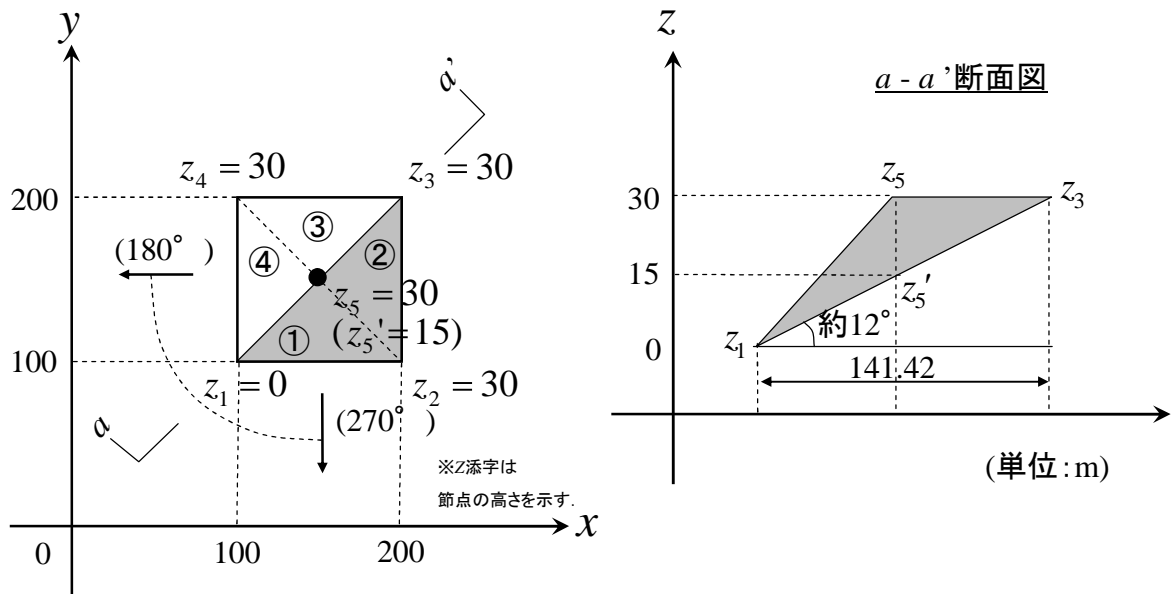
上式で Fh は水平力の釣り合い式から得られる安全率であることを示している。

(2.4.25) 式と (2.4.27) 式を用いて 2 つの未知数 $Fs (=Fv =Fh)$ と η を決定すれば、求める安全率 Fs が得られる。

尚、鵜飼(1988)によれば、すべり面勾配が 30°以内の地すべりでは $\eta=0$ として計算しても、安全率 Fs の誤差は微少であると説明している。

Janbu3D 法も吉松[16]が述べているように安全率を導くには α_{yz} の角度規定があり、この方向に滑動するときの力の釣り合いを示しており、最小安全率を求めるには (2.4.22) 式から座標軸回転を行い新座標で改めて試行計算する必要がある。

ここで、図 2.4.9 に示すように 4 つの三角要素をもつくさび型の地すべり地塊について、Janbu3D について計算を試みた。図より、すべり運動方向(=最小安全率方向)は $a-a'$ 断面方向、すなわち $\theta=45^\circ$ 方向であることは明かである。ここで式(2.4.22)により座標を回軸(回転)することによって安全率方向を試行計算によって導くと図 2.4.10(1), (2)のごとくとなり 45° 方向($\theta=225$ 度回転)が最小安全率となり、Janbu3D も Hovland と同様すべり方向に規制された解析であることがわかる。



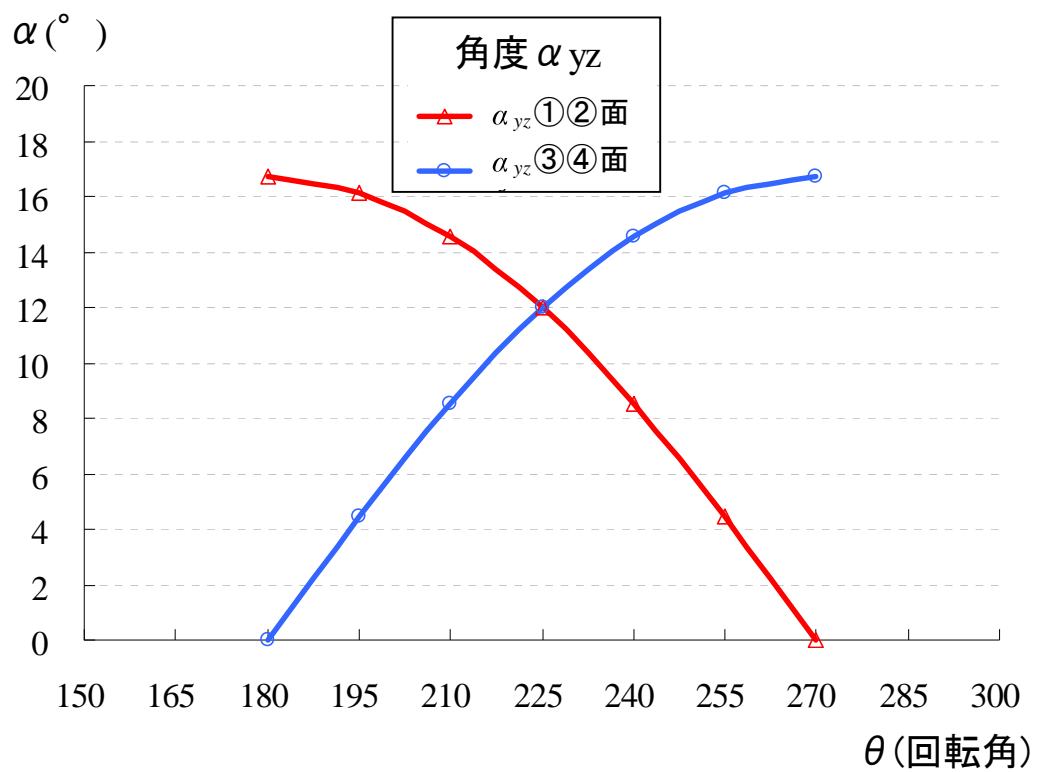


図 2.4.10 (2) 要素①②及び③④の角度 α_{yz} (すべり方向角度)

2.4.3 極限解析法

1) FEM(有限要素法)

有限要素法は地盤や構造物内部の応力・変形の状態や部分的な局所破壊の発生を調べるのに有用であることは明らかであり多くの適用例が知られている。しかしながら、斜面安定や支持力などのような全体破壊を対象とする解析はあまり得意ではなかった。こうした分離や不連続面に対処するために開発されたのが、Goodman[18]のジョイント要素である。

ジョイント要素の剛性は、他の種々の要素と同様、接点力と接点変位の関係を与える量として、要素内に貯えられる全ポテンシャルエネルギーを最小にするように導かれる。岩盤斜面のような不連続性を扱う場合、ジョイント要素を導入したり、変形係数を小さくした薄いFEM ダミー要素の組み込みを行うなどによって工夫が施されている。有限要素はモデル化が容易であり、不連続面の表現、非線形性の表現に多様なモデルを有する等の点から実岩盤への適用がなされている。また、連続帯としての挙動や局所破壊の発生を調べたりすることに有効である。他方、大

変形問題、全体破壊、破壊後の挙動を追跡することには困難が伴うことや、不連続面のモデル化でジョイント要素を用いるが、あらかじめその要素の位置、長さを設定するため、

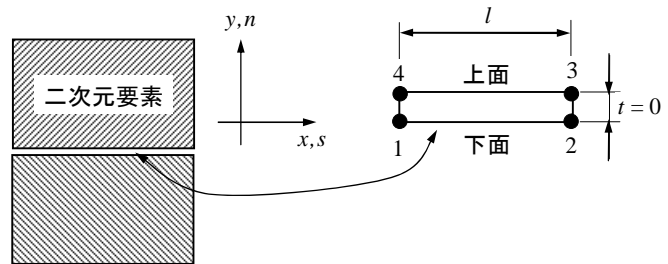


図 2.4.11 ジョイント要素

新たな不連続面の形成については考慮できないなどの短所がある。

また、非線形解析モデルとしては、以下のモデルもよく使用されている。

- ・非線形弾性モデル(林一日比野モデル、掘削等により岩盤の内部結合が緩むことにより変形係数の低下及びポアソン非の増大を考慮したモデル)
- ・粘弾性モデル(3要素モデル、時間の経過に従い変形が増大するクリープ挙動を考慮したモデル図 2.4.12)

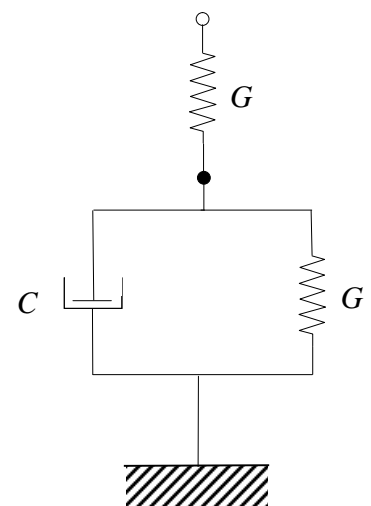


図 2.4.12 粘弾性モデル

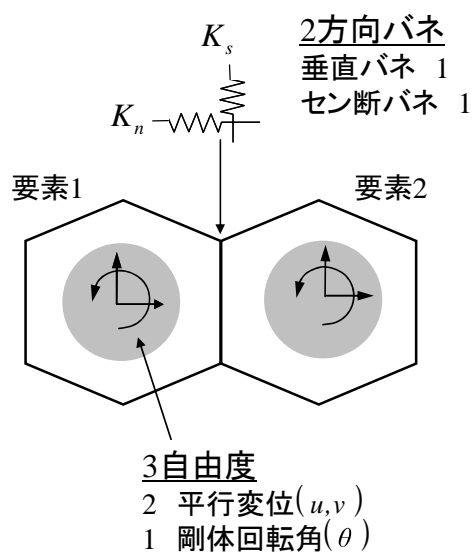
2) RBSM (剛体バネモデル)

川井[19]は 1976 年に塑性変形や破壊の本質は“すべり”にあるとして新しい離散化極限解析モデルを発表した。これは要素自身を剛体とし要素分割を行うもので、各要素境界面上に体積変化およびせん断変形に抵抗する 2 種類のバネを設け、要素内の仕事の代わりに要素境界面上に集中化された表面力の仕事を用いてエネルギーを評価するモデルである。また、増分計算を行うことによった、自動的に塑性化の連続する線としてすべり面を求めることができる。このようなモデルの特徴から、本モデルのことを剛体バネモデル(Rigid Bodies—Spring Model : RBSM)あるいは川井モデルと呼んでいる。

RBSM は、上記の理由から要素内応力分布は考慮されていないが、崩壊機構条件と要素間の表面力の釣合条件を満足しているため、崩壊荷重に対する上界値モデルで、一般化された極限解析用のモデルと位置付けすることができる。しかも変位パラメーターとして重心に剛体変位を設定するため、要素間の切断を簡単に行うことができる。引っ張りに対する抵抗力が弱く、たとえ抵抗したとしてもその力がごく僅かでしかない地盤材料では、引っ張りクラックが発生しやすく、地盤の安定問題において、この引っ張りクラックは地盤全体の安全率に大きく影響を及ぼす要因であるといえる。従来の極限解析手法にこのような引っ張りクラックの概念を導入することは極めて困難であり、引っ張りクラックの長さを予め仮定して解析するなどの工夫が必要であったが、RBSM は先に述べたように、接触型のクラックに対する取り扱いが簡単であり、マクロ的な亀裂の導入、成長や再接触などの表現を最も得意とするモデルと言える。

RBSM では FEM と同様に、対象となる領域を有限個の微小要素に分割する。FEM が各要素を弾性体～弾塑性体として考えるが RBSM では図 2.4.13 に示すように、二次元では x , y の 2 方向変位と 1 つの回転に対する 3 つの自由度を有し、要素接触線上での垂直とせん断の 2 方向のバネで連続しているものとして考える。他方、三次元においては要素重心に x , y , z の 3 方向の変位と回転、併せて 6 自由度がある。また、要素境界面では局所座標系における、垂直バネと 2 方向のせん断バネがあるものとしてモデル化される[20]。

二次元力学モデル



三次元力学モデル

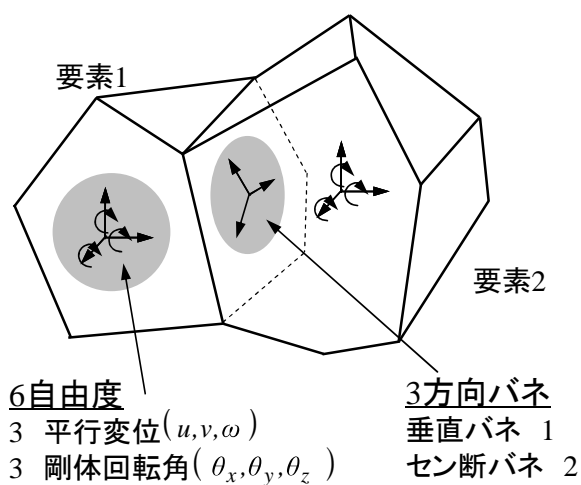


図 2.4.13 剛体バネモデル(RBSM)の二次元及び三次元力学モデル[20]

RBSM 三次元要素の定式化については、竹内[9]に詳しい。以下竹内[9]から引用して、三次元剛体要素の合成行列を誘導する。

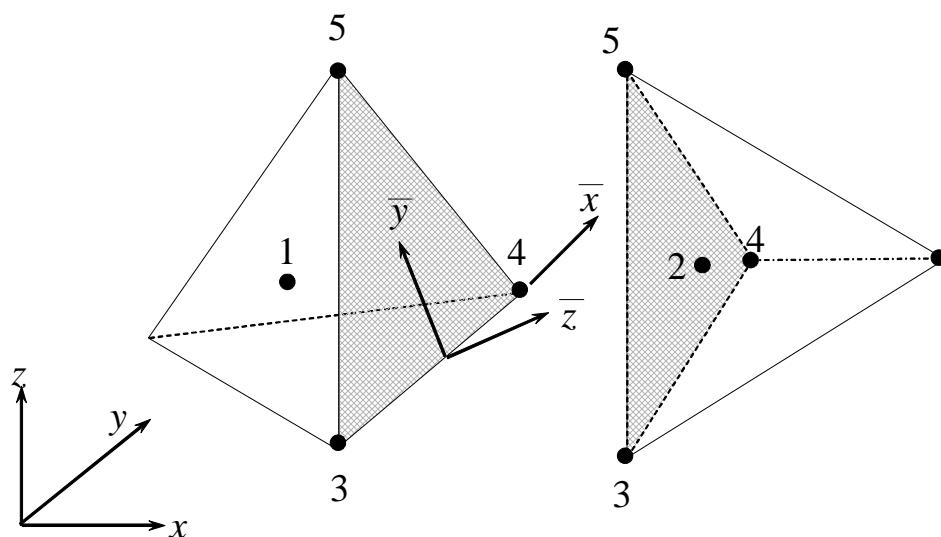


図 2.4.14 4面体要素と座標系

まず、図 2.4.14 は示すように 2 つの四面体を有す剛体を仮定する。図中、灰色に塗りつぶされた部分が接触面を表している。いま、各剛体の重心における剛体変位を \mathbf{u}_i とし、図 2.4.15 に示す向きを正の方向と考える。このとき、各剛体内の任意点における変位ベクトル \mathbf{U}_i は剛体の運動学より銃身の剛体変位 \mathbf{u}_i を用いて以下のように表わすことができる。

$$\mathbf{U}_i = \mathbf{Q}_i \mathbf{u}_i \quad (2.4.28)$$

ここで、 \mathbf{U}_i 、 \mathbf{u}_i 、 \mathbf{Q}_i の成分は次の通りである。

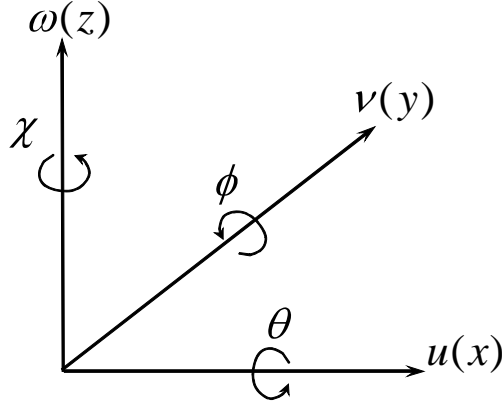


図 2.4.15 三次元剛体要素の自由度

$$\mathbf{U}_1 = \{U_1 \quad V_1 \quad W_1\}^T, \quad \mathbf{U}_2 = \{U_2 \quad V_2 \quad W_2\}^T$$

$$\mathbf{u}_1 = \{u_1 \quad v_1 \quad w_1 \quad \theta_1 \quad \phi_1 \quad \chi_1\}^T, \quad \mathbf{u}_2 = \{u_2 \quad v_2 \quad w_2 \quad \theta_2 \quad \phi_2 \quad \chi_2\}^T$$

$$\mathbf{Q}_1 = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & (z-z_1) & -(y-y_1) \\ 0 & 1 & 0 & -(z-z_1) & 0 & (x-x_1) \\ 0 & 0 & 1 & (y-y_1) & -(x-x_1) & 0 \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{Q}_2 = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & (z-z_2) & -(y-y_2) \\ 0 & 1 & 0 & -(z-z_2) & 0 & (x-x_2) \\ 0 & 0 & 1 & (y-y_2) & -(x-x_2) & 0 \end{bmatrix}$$

また、下付きの添字は各剛体の要素番号を表わすものとし、 (x_i, y_i, z_i) は各要素の重心点における座標値を示している。

RBSM では隣接する 2 要素間の相対変位を利用するため、剛体内における任意点の変位ベクトル \mathbf{U}_i を図 2.4.14 に示すような三角形の一边を座標軸とする局所座標系の変位に変換する。式 2.4.29 はこの全体座標系の関係を表わしたものである。

$$\bar{\mathbf{U}}_i = \mathbf{R} \cdot \mathbf{U}_i \quad (2.4.29)$$

ここで、上付きの $\bar{}$ は局所座標系に関する物理量を表わしており、局所座標の変位ベクトルの成分は次のようになる。

$$\overline{U}_1 = \{\overline{U}_1 \quad \overline{V}_1 \quad \overline{W}_1\}^T, \quad \overline{U}_2 = \{\overline{U}_2 \quad \overline{V}_2 \quad \overline{W}_2\}^T$$

また、 R は座標変換行列で、方向余弦 (l_i, m_i, n_i) を用い以下のように表わされる。

$$R = \begin{bmatrix} l_1 & m_1 & n_1 \\ l_2 & m_2 & n_2 \\ l_3 & m_3 & n_3 \end{bmatrix}$$

各方向余弦は、図 2.4.14 に示されるような三角形の各頂点における座標値を用いて以下のように定義される。

$$\begin{aligned} l_1 &= \frac{x_{43}}{L}, \quad m_1 = \frac{y_{43}}{L}, \quad n_1 = \frac{z_{43}}{L} \\ l_2 &= \left(z_{43} \begin{vmatrix} z_{43} & x_{43} \\ z_{53} & x_{53} \end{vmatrix} - y_{43} \begin{vmatrix} x_{43} & y_{43} \\ x_{53} & y_{53} \end{vmatrix} \right) / (2AL) \\ m_2 &= \left(x_{43} \begin{vmatrix} x_{43} & y_{43} \\ x_{53} & y_{53} \end{vmatrix} - z_{43} \begin{vmatrix} y_{43} & z_{43} \\ y_{53} & z_{53} \end{vmatrix} \right) / (2AL) \\ n_2 &= \left(y_{43} \begin{vmatrix} y_{43} & z_{43} \\ y_{53} & z_{53} \end{vmatrix} - x_{43} \begin{vmatrix} z_{43} & x_{43} \\ z_{53} & x_{53} \end{vmatrix} \right) / (2AL) \\ l_3 &= \begin{vmatrix} y_{43} & z_{43} \\ y_{53} & z_{53} \end{vmatrix} / (2A), \quad m_3 = \begin{vmatrix} z_{43} & x_{43} \\ z_{53} & x_{53} \end{vmatrix} / (2A), \quad n_3 = \begin{vmatrix} x_{43} & y_{43} \\ x_{53} & y_{53} \end{vmatrix} / (2A) \end{aligned}$$

ここで、 L は三角形の一边 34 の長さを、また、 A は三角形の面積を表わしており、三角形の頂点座標により以下のように求められる。

$$L = \sqrt{x_{43}^2 + y_{43}^2 + z_{43}^2}, \quad 2A = \sqrt{\begin{vmatrix} y_{43} & z_{43} \\ y_{53} & z_{53} \end{vmatrix}^2 + \begin{vmatrix} z_{43} & x_{43} \\ z_{53} & x_{53} \end{vmatrix}^2 + \begin{vmatrix} x_{43} & y_{43} \\ x_{53} & y_{53} \end{vmatrix}^2}$$

この結果、隣接する 2 つの剛体の接触面における相対変位 δ は以下のように簡単に表すことができる。

$$\delta = \sum_{i=1}^2 M_i \cdot \overline{U}_i \tag{2.4.30}$$

それぞれの成分は以下に示す通りである。

$$\boldsymbol{\delta} = (\delta_{sx}^-, \delta_{sy}^-, \delta_n)^T, \quad M_1 = \begin{bmatrix} -1 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & 0 \\ 0 & 0 & -1 \end{bmatrix}, \quad M_2 = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

以上の結果を整理すると、最終的に要素重心の剛体変位により 2 要素間の相対変位が以下のように求められる。

$$\boldsymbol{\delta} = \sum_{i=1}^2 M_i \cdot R \cdot Q_i \cdot u_i = \sum_{i=1}^2 B_i u_i \quad (B_i = M_i \cdot R \cdot Q_i) \quad (2.4.31)$$

ここで、 B は有限要素法における節点変位とひずみを関係付けるマトリックスと同様な役割を担っており、RBSM の場合、要素重心の剛体変位と要素間の相対変位を関係付けている。 B の成分を示すと以下のようである。

$$B_1 = \begin{bmatrix} -l_1 & -m_1 & -n_1 & m_1(z-z_1)-n_1(y-y_1) & n_1(x-x_1)-l_1(z-z_1) & l_1(y-y_1)-m_1(x-x_1) \\ -l_2 & -m_2 & -n_2 & m_2(z-z_1)-n_2(y-y_1) & n_2(x-x_1)-l_2(z-z_1) & l_2(y-y_1)-m_2(x-x_1) \\ -l_3 & -m_3 & -n_3 & m_3(z-z_1)-n_3(y-y_1) & n_3(x-x_1)-l_3(z-z_1) & l_3(y-y_1)-m_3(x-x_1) \end{bmatrix}$$

$$B_2 = \begin{bmatrix} l_1 & m_1 & n_1 & -m_1(z-z_2)+n_1(y-y_2) & -n_1(x-x_2)+l_1(z-z_2) & -l_1(y-y_2)+m_1(x-x_2) \\ l_2 & m_2 & n_2 & -m_2(z-z_2)+n_2(y-y_2) & -n_2(x-x_2)+l_2(z-z_2) & -l_2(y-y_2)+m_2(x-x_2) \\ l_3 & m_3 & n_3 & -m_3(z-z_2)+n_3(y-y_2) & -n_3(x-x_2)+l_3(z-z_2) & -l_3(y-y_2)+m_3(x-x_2) \end{bmatrix}$$

さて、バネ構造では荷重と変形の間に $P = k\boldsymbol{\delta}$ なる関係が成立するが、RBSM においても同様な考えにより、要素境界面上の相対変位と表面力の間に以下の関係があるものと仮定する。

$$\boldsymbol{\sigma} = D \cdot \boldsymbol{\delta} \quad (2.4.32)$$

ここで、 D はバネ構造で言うところの k ，すなわち、バネ係数行列である。1 次元バネ構造の場合、バネの種類は 1 つだけであるが、本モデルのように三次元の運動を拘束するためには各方向の変形に抵抗するバネを設ける必要がある。ここでは、接触面に設けた局所座標系における法線方向，すなわち、 \bar{z} 方向の体積変化に抵抗するバネを k_n ，また、 \bar{x} 方向， \bar{y} 方向のせん断変形に抵抗するバネをそれぞれ、 k_{sx}^- ， k_{sy}^- として以下のように D 行列を表す。

$$D = \begin{bmatrix} k_{sx}^- & 0 & 0 \\ 0 & k_{sy}^- & 0 \\ 0 & 0 & k_n \end{bmatrix} \quad (2.4.33)$$

また、 $\boldsymbol{\sigma}$ は要素境界面上における単位面積当たりの表面力であり、局所座標系の各方向に

沿って以下ような 3 つの成分をもつ.

$$\sigma = \left\{ \tau_{sx}^- \quad \tau_{sy}^- \quad \sigma_n \right\}^T \quad (2.4.34)$$

前者の 2 つがせん断応力, 3 番目が垂直応力に対応している.

次に, 4 面体の重心から接触面に下ろした垂線の高さを基準として差分化された一軸状態のひずみを相対変異により以下のように仮定する.

$$\varepsilon = \frac{1}{h} \delta \quad (h = h_1 + h_2) \quad (2.4.35)$$

ただし, ε の成分は以下の通りである.

$$\varepsilon = \left\{ \gamma_{sx}^- \quad \gamma_{sy}^- \quad \varepsilon_n \right\}^T \quad (2.4.36)$$

一方, 一軸状態の応力-ひずみ関係は, ヤング係数 E , ポアソン比 ν より,

$$\sigma_n = \frac{(1-\nu)E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \cdot \varepsilon_n, \quad \tau_{sx}^- = \frac{E}{(1+\nu)} \cdot \gamma_{sx}^-, \quad \tau_{sy}^- = \frac{E}{(1+\nu)} \cdot \gamma_{sy}^- \quad (2.4.37)$$

と表せることから, 先のバネ定数が以下のように決定される.

$$k_n = \frac{(1-\nu)E}{(1+\nu)(1-2\nu)h}, \quad k_{sx}^- = \frac{E}{(1+\nu)h}, \quad k_{sy}^- = \frac{E}{(1+\nu)h} \quad (2.4.38)$$

以上から, 変形後に 2 要素間の分布バネ系に蓄えられるエネルギーが以下のように求められる.

$$V = \frac{1}{2} \int_A (\delta^t \cdot D \cdot \delta) dA = \frac{1}{2} u^t \int_A B^t D B dA u \quad (2.4.39)$$

ここで, $B=[B_1 \ B_2]$ である. したがって Castigliano の定理から一つの接触面に対する剛性方程式が以下のように得られる.

$$F = \frac{\partial V}{\partial \delta} = K \cdot u \quad (2.4.40)$$

ここで, F は外力であり, その成分は X_i, Y_i, Z_i を各座標軸方向の力とし, L_i, M_i, N_i をモーメントとして以下のように表せる.

$$F = (X_1, Y_1, Z_1, L_1, M_1, N_1; X_2, Y_2, Z_2, L_2, M_2, N_2)$$

また、 u は重心の剛体変位で、その成分は以下に示される。

$$u = (u_1, v_1, w_1, \theta_1, \phi_1, x_1; u_2, v_2, w_2, \theta_2, \phi_2, x_2)$$

ただし、下付きの数字は要素番号を示すものとする。 K は有限要素法で言うところの要素剛性行列であり、

$$K = \int_A B^T DB dA \quad (2.4.41)$$

である。この要素剛性行列は (12×12) となり、有限要素法のそれと同じサイズとなる。全体剛性行列はここで求めた要素剛性行列をもとに、要素重心の剛体変位を自由度として有限要素法と同様な手順により重ね合わせを行うことで誘導することができる。

竹内[9]は、斜面安定問題の解決法として分割法がよく利用されていることに鑑み、**RBSM** を二次元のスライス法と同様に要素分割する方法を提案した。本来、これまで知られている極限平衡法はスライスの中で安全率が 1 を下回った箇所、すなわち、すべりの発生するであろう箇所においても再配分されるべき力を保持しているものと理解された解析法である。そのような意味では極限平衡法も弾性解析的な面を持った解析法であるといえる。

一方、**RBSM** はこれまでも説明してきたように、一般化された極限解析用のモデルであるものの、要素分割した境界面の表面力を計算しうる最良の解析の 1 つである。

竹内[9]は、**RBSM** のこのような性質を利用し、円弧または非円弧をすべり面と仮定した極端なモデル化を行い、すべり面上の塑性仕事だけを評価することで簡便的な川井モデルによる離散化極限解析を行う方法を提案した。この方法では **RBSM** 特有の要素分割が一切不要であり、従来の簡便法データで解析が可能となる。

図 2.4.16 に示されるように、すべり面を円弧に限定した最も簡単な解析法の手順を以下に示す。斜面の形状や地層線のデータを与え、領域内を細片に分割し、これをもとに円弧で囲まれた各々の細片における地盤重量を計算する。この仮定は従来の簡便法と同じである。

- ① 図 2.4.16 に示すよう、円弧の中心と円弧で囲まれた扇型の領域を **RBSM** における

1つの要素と考え、●印間を積分区間、○印を積分点に設定する。すなわち、本解析法では要素は1つということになる。この作業はプログラム内で行うことができ、特別な入力データは必要としない。

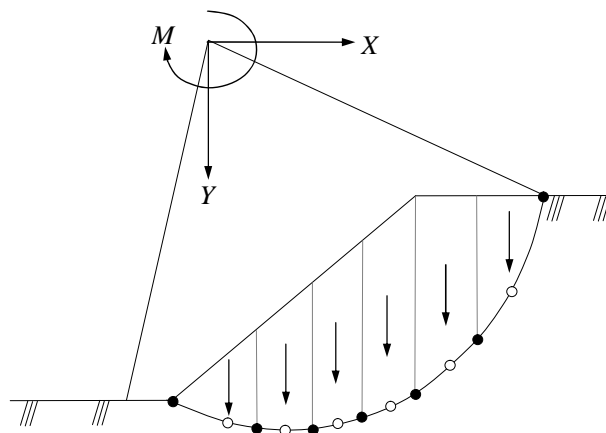


図 2.4.16 1要素タイプの円弧すべり面と積分点[5]

- ② **RBSM** の自由度設定位置を円弧の中心にとり、平行変位 (u , v) と剛体回転角(θ) の 3 自由度を設ける。地盤は剛塑性体と仮定し、剛性を無視する。ただし、解析に当たり剛性行列をつくる必要があるため、実際には高い剛性をプログラム内部で設定しておく。
- ③ ①で求めた重量を基に円弧中心における x , y 方向の外力(X , Y)を計算し、円弧中心と各細片の重量作用位置の距離と重力より円弧中心に作用するモーメント(M)を計算する。
- ④ ③で求めた円弧中心の力を外力として **RBSM** による離散化極限解析を行い、各積分点における単位面積当たりの表面力を計算する。
- ⑤ ④で得られた表面力から各積分点での安全率を計算し、斜面全体の安全率を以下のように求める。

$$F_s = \frac{\sum (C + \tan \phi) l}{\sum \tau l} \quad (2.4.42)$$

このように、本解析法は系全体の自由度が 3 であるため、3 元連立 1 次方程式を解くことで簡便的な極限解析を行うことができる。なお、安全率が 1 を下回った積分点については反復法により塑性計算を行うことも可能となる。

以上の方法は円弧を 1 要素で考えているため、スライス分割間に生ずる不静定力を扱う

ことができない．一般的には，法肩に引っ張り破壊が生じたり，スライス毎に間隙水圧の分布が複雑に関わったりするので，Janbu 法などのようにスライス間に生ずる表面力(内力)を正しく評価する必要がある．そこで，竹内[9]は先の方法をさらに発展させ細片間の不静定力を評価できる方法を考案した．基本的な計算手順は以下のとおりである．

- ① 斜面の形状や地層線のデータを与え，領域内をスライスに分割し，これを基に円弧で囲まれた各々のスライスにおける地盤の重量を計算する．この仮定は先の方法と同じである．
- ② 図 2.4.17(a)に示すように，各スライスを **RBSM** における 1 つの要素とみなし，●印間を積分区間，○印を積分点に設定する．
- ③ 図 2.4.17(b)に示すように，**RBSM** の自由度設定位置を各細片の重心に取り，平行変位 (u , v) と剛体回転角(θ)の 3 自由度をそれぞれの細片にもうける．角スライス毎に要素剛性行列を作成し，全体系に重ね合わせる．
- ④ ①で求めた重量により各スライスに対応する荷重（外力）項を作成する．
- ⑤ **RBSM** による離散化極限解析を行い，図 2.4.17 に示すよう，各積分点における単位面積あたりの表面力を計算する．
- ⑥ ⑤で得られた表面力から各積分点での安全率を計算し，斜面全体の安全率を先の場合と同様に求める．

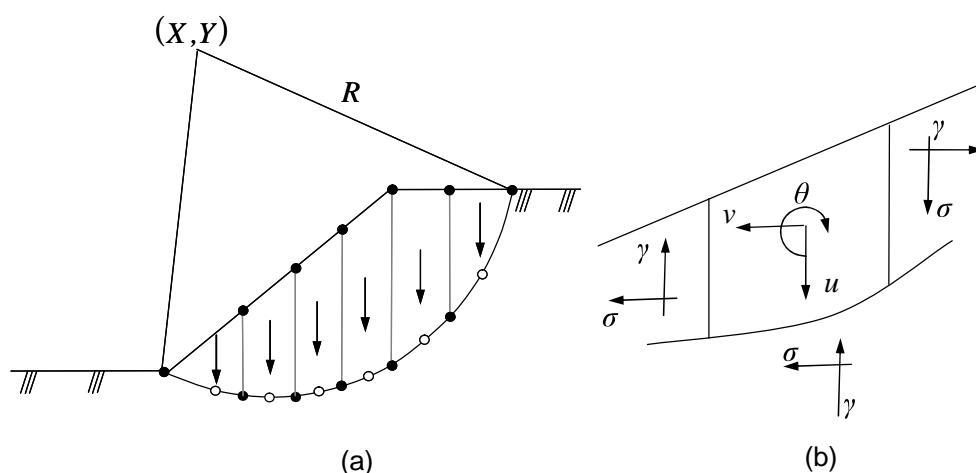


図 2.4.17 スライス分割と自由度設定位置 [5]

また、近藤[21]は、RBSMによる地すべり斜面の安定解析に、「せん断強度低減法」の考え方を適用して、全体安全率を求める方法を提案した。RBSMでは、地すべりの斜面安定解析においてすべり面のすべてのバネが塑性状態、つまり滑動状態までの解析が可能である。すなわちこの方法では、解の発散を崩壊と定義する弾塑性有限要素法における「せん断強度低減法」のように、発散という数値上の現象に依存することがないこととなる。

解析は、式(2.4.43)に示すように、すべり面のせん断強度を定数(F)で除した仮想的なせん断強度(τ_v)を用い、すべり面の全体が塑性化する最小の F を全体安全率にするという方法で実施する。

$$\tau_v = \sigma' \frac{\tan \phi'}{F} + \frac{C'}{F} \quad (2.4.43)$$

具体的には、図2.4.18に示すように非線形解析に荷重増分法を用いる場合において、ある F に対して予定の負荷が未完了の段階で、すべり面のすべてのバネが塑性化した場合には、式(2.4.43)における F を低減し、仮想的なせん断強度を増加させるものである。一方、予定の負荷が完了した段階で、すべり面のバネに弾性状態が残っている場合には、 F を増加させて、仮想的なせん断強度を減少させる。このような計算を繰り返し、すべり面のすべてのバネが塑性化する、仮想的なせん断強度の最大値をある定められた精度内で収束計算により求め、このときの F を全体安全率にするという方法である。

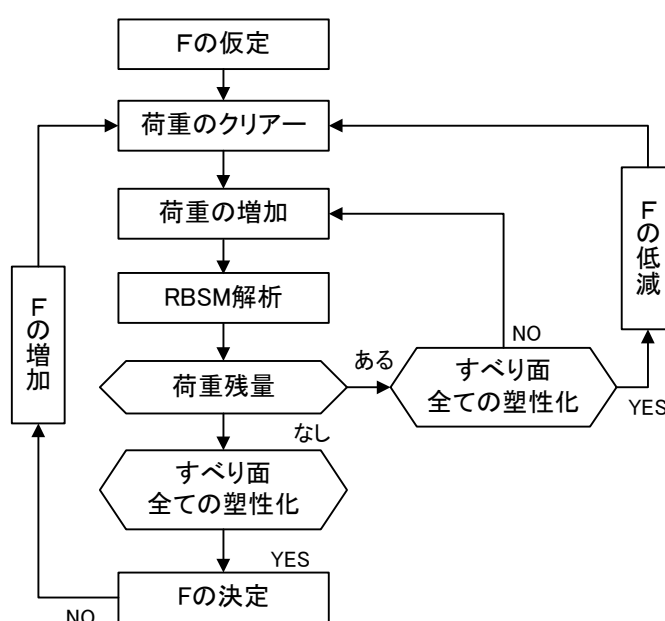


図 2.4.18 全体安全率算出の概略流れ図[21]

近藤[21]はまた、間隙水圧を考慮する場合のモデルの取り扱いを示し、本提案方法と Spencer 法、簡易 Janbu 法、簡易 Bishop 法、Fellenius 法など同一条件（図 2.4.19）で計算の比較を実施した。

その結果、表 2.4.1 に示すように解は釣り合い条件の最も厳案な Spencer 法との差がほとんどないことが示された。尚、Fellenius 法はここでも安全率が最も低い結果となった。

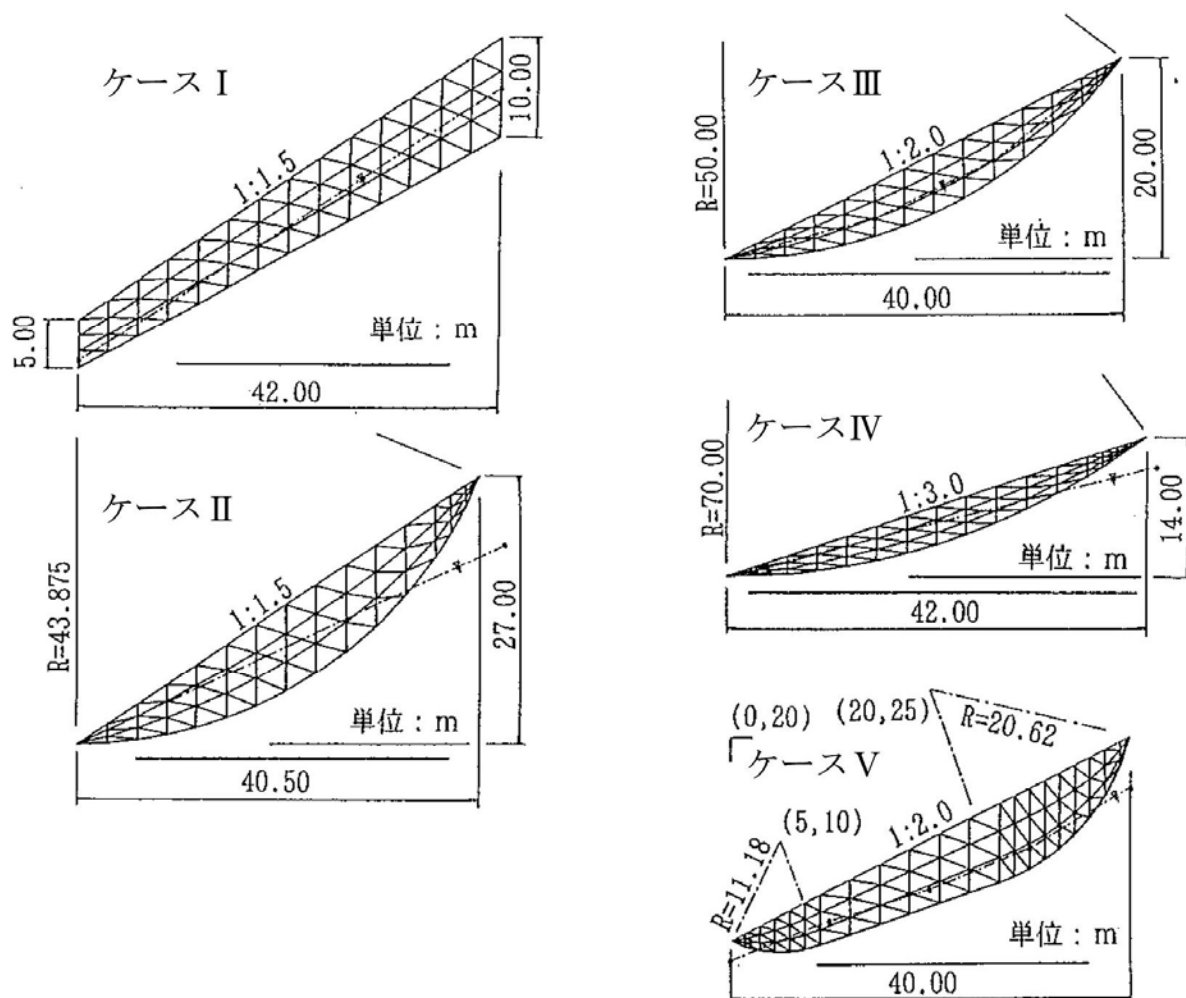


図 2.4.19 解析断面[21]

表 2.4.1 解析結果（全体安全率）[21]

解析ケース	I	II	III	IV	V
提案法	1.226	1.211	1.222	1.203	1.226
Spencer法	1.226	1.214	1.222	1.206	1.218
簡易Janbu法	—	1.201	1.227	1.234	1.191
簡易Bishop法	—	1.199	1.217	1.202	—
Fellenius法	—	1.128	1.164	1.186	—

図 2.4.20 及び図 2.4.21 にダム湛水斜面の安定性について RBSM のモデル計算した事例を示す[1]。表 2.4.2 は計算に用いられた物性値で、図 2.4.20 は飽和不飽和浸透流解析プログラム (Unsaf) を用いて計算された水位線の結果である。また、図 2.4.21 は、この圧力水頭を作成された要素辺に垂直な圧力水頭 (浸透力ベクトル) を積分し、荷重として計算した結果から導かれる塑性線を図化したものである。下降時 (⑧) のとき、地すべり全体のすべり線が形成されているのが分かる。

表 2.4.2 計算に用いた物性値[1]

層	単体重量 (kN/m ³)	粘着力(kpa)	内部摩擦角 (°)	ポアソン比	変形係数 (kN/m ²)	透水係数 (cm/sec)	有効空隙率
①	27	4,000	50	0.1	5×10^6	1×10^{-5}	0.05
②	25	2,000	45	0.1	2×10^6	1×10^{-4}	0.1
③	24	1,000	35	0.1	5×10^5	1×10^{-4}	0.1
④	19	10	35	0.2	3×10^5	1×10^{-3}	0.2

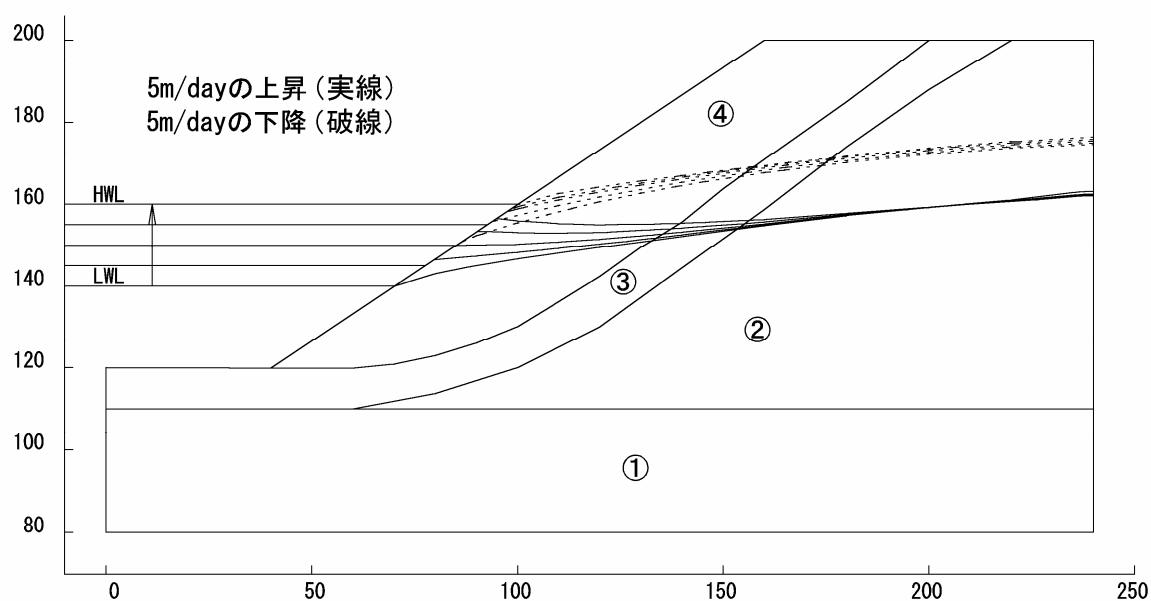


図 2.4.20 飽和不飽和浸透流解析結果[1]

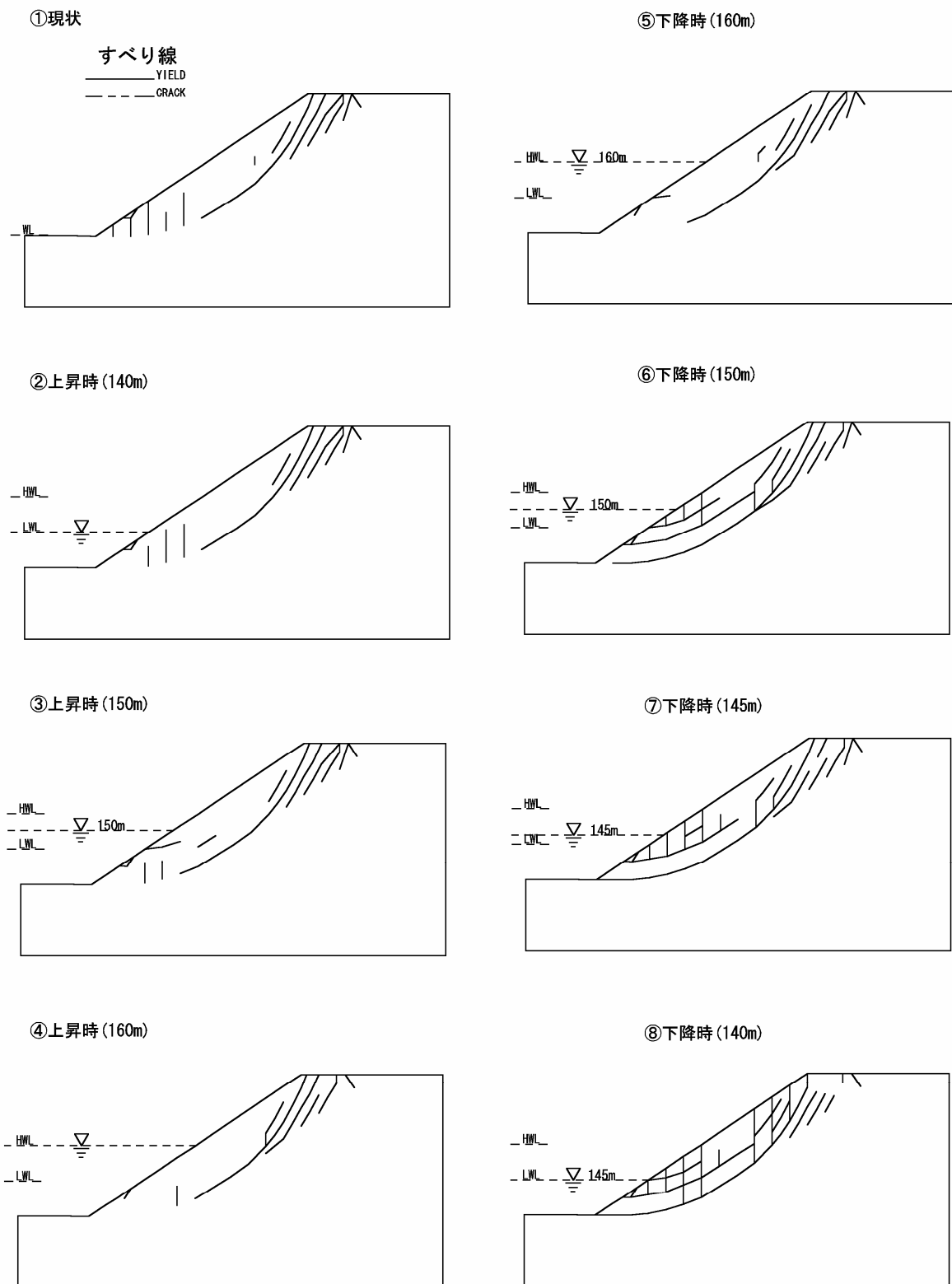


図 2.4.21 RBSM による塑性線の形成状況[1]

3) HPM (ハイブリッド型ペナルティ法)

RBSM は、離散化極限解析を効率的に行えるが、要素を剛体と仮定し、要素境界面に設けられたバネに蓄えられるエネルギーを基に剛性行列を誘導するため、弾性解の精度は FEM と比較して劣っている。一方、変位型の FEM は、変位の連続性が保証されており、弾性解の精度は高いものの、表面力の連続性は保証されず、節点における力の釣り合いを考えている。このため、要素境界面で物理量を取り扱う RBSM より進行型破壊の解析アルゴリズムは複雑になり、様々な工夫が必要となる。

そのため、竹内[10]は、FEM で用いられるハイブリッド型変位モデルの考え方に着目して、Lagrange の未定乗数にバネの考え方を導入し、バネ定数としてペナルティを用いる新しい解析法であるハイブリッド型ペナルティ法 (HPM: Hybrid-type-Penalty Method) を開発した。HPM では、解析領域を小さな部分領域に分割し、部分領域毎に独立な変位場を仮定して境界上での変位の連続性をペナルティにより近似的に導入する。このとき、部分領域間の境界において表面力が求められる。この表面力を利用し、RBSM と同様なすべりや引張破壊などの進行型破壊の解析が可能となるとともに、領域内の弾性部分の変位精度を維持することが可能となった。RBSM と HPM の相違点について表 2.4.3 にまとめる。

表 2.4.3 RBSM と HPM の違い [10]

	RBSM	HPM
要素形状	任意多角形	三角形
自由度設定位置	要素内の任意点	要素内の任意点
自由度設定位置	剛体運動を規定する(X,Y)方向の平行変位と剛体回転角の3自由度	剛体運動を規定する(X,Y)方向の平行変位と剛体回転角の3自由度と要素内の一定ひずみ(X,Yせん断)の3自由度の計6自由度
要素剛性行列のサイズ	各要素境界辺毎に作成 (6×6)	各要素境界辺毎に作成 (12×12)
応力	要素境界辺上	要素境界辺上と要素内

2.4.4 動的解析法

1) DEM (個別要素法)

個別要素法 (Distinct Element Method : DEM) は Cundall によって開発されたものである。不連続な岩石ブロックの組み合わせからなる岩盤を個々のブロックの運動から差分的に解くもので、岩盤を不連続体として解いた初めてのものである。節理の発達した岩盤斜面などでは、岩塊がブロック状となって節理面で分離しやすくなっている。このとき岩塊ブロック自体の弾性変形よりも、ブロック全体の運動による変形の方が大きい。そのため、ブロックを剛体と仮定するとともに、斜面の崩壊・逐次破壊などの過程をブロック同士の接触を考慮した大変形の運動として解析するものである (図 2.4.22)。

個別要素法は法線方向と接線方向のジョイントの性質を用い、ブロックの回転を考慮しており、未知数はブロックの重心速度で定義されている。しかし、いずれも接触時の貫入は取り扱っていない。これは基本的に、簡便的なブロックの運動に関する動的大変形解析に分類される手法である[22]。

本解析手法の長所としては、任意形状のブロック化が可能であり、運動方程式は全てで力の釣り合いで求め、差分法で解くため定式化が容易である。また、破壊やトップリングなどの岩盤ブロックの運動状態を追跡することが可能であることが挙げられる。

他方、バネ定数の設定方法が確立されていないことや微小変位を対象とした場合には精度が悪いなどの問題がある。

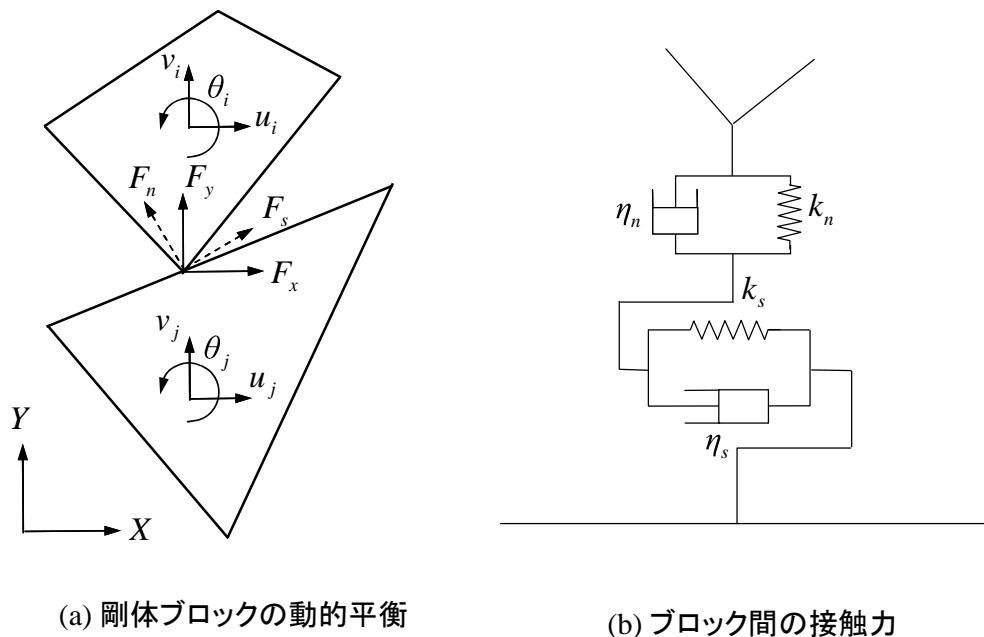


図 2.4.22 DEM のモデル図[22]

2) DDA (不連続変形法)

shi によって開発された不連続変形法(Discontinuous Deformation Analysis)は差分的な手法で解く個別要素法の接触点での不明瞭な定義を克服して、有限要素法と同じようにポテンシャルの最小化原理を利用し剛性マトリックスを作成し解析する方法で、解の唯一性が保証されている[22]。不連続変形法は図 2.4.23(a) に示すように、任意形状の個々の岩石(要素)ブロックの重心点で定義するひずみ，剛体変位，剛体回転を未知数として用いており，要素内では一定化としている。また，未知数はブロックの重心で定義されている。

DDA の接触の貫入判定には図 2.4.23(b) に示すようにペナルティ法を用いている。これは解析の分類としては，基本的にブロックの運動に関する簡便的な弾性体の動的大変形解析といえ，定式化は有限要素(FEM)と同様の手順を踏むものである。本手法では，ブロック間にバネが組み込まれ，また不連続面の強度特性としてモール・クーロン則などを接触条件として設定できる。

不連続変形法は，有限要素法との類似，解の安定性，材料定数の決定が比較的容易であることから落石や岩盤崩壊の解析に用いられてきている。また，円形要素の採用，動的問題への適用など幅広い応用が考えられており，すべり破壊やトップリング（図 2.4.24）などの岩盤ブロックの運動状態を追跡することが可能で，発展が期待される。しかしながら，比較的新しい手法で，解析実績が DEM に比べまだまだ少ないことが欠点である。

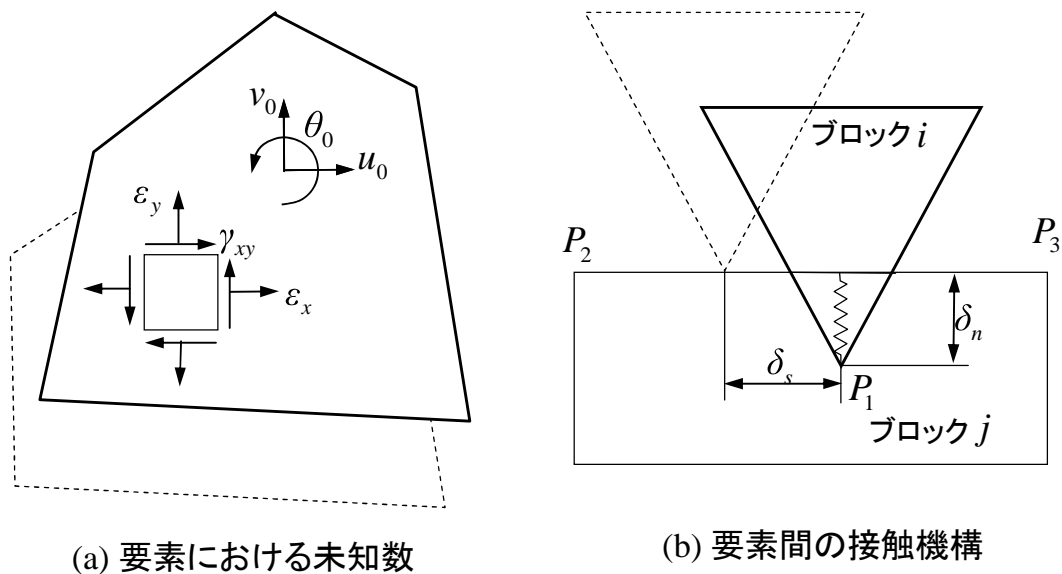


図 2.4.23 DDA のモデル図 [22]

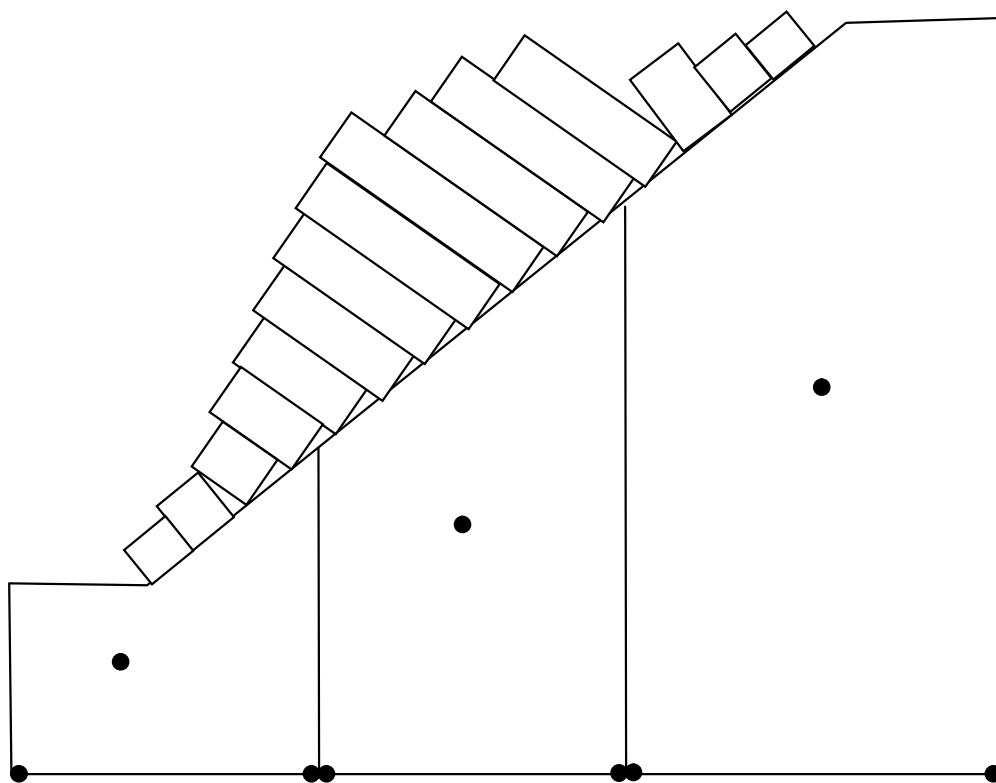


図 2.4.24 DDA によるトップリング解析 [22]

2.4.5 解析モデルと変形モード

これまでの解析手法の難易度，取り扱うべき変形モードを表 2.4.4 に整理した．

すなわち，極限平衡法は簡易で安価であるが，変形や応力状態，破壊，すべり挙動などを再現することはできない．他方，極限解析法などの数値解析は，これらの解を得ることはできるものの解析へ導入する境界条件やモデル定数の設定に多くの経験を要し，結果の解釈に対して高度な判断能力を必要とするため，解析費用も高いものとなる．

表 2.4.4 変形モードと解析手法

			使用		適用地盤			変形・破壊			評価		備考
			解析法の難易	解析費用	均一	不均一	不連続	すべり挙動	転倒挙動	変形挙動	斜面安定評価	斜面変形	
解析手法	極限平衡法	二次元簡便法	易	安	○	○	×	×	×	×	◎	×	
		三次元簡便法	中	中	○	○	×	×	×	×	◎	×	三次元的ブロック破壊
	極限解析法	FEM非線形	難	高	○	○	○	△	×	◎	○	◎	変形解析
		RBSM	難	高	○	○	○	◎	△	○	◎	○	すべり解析
		DDA, DEM	難	高	○	○	○	○	◎	○	○	○	動的解析

参考文献

- [1] 竹内則雄, 濱崎英作(2001): 斜面災害とシミュレーション, 計算工学会, Vol.6 No.3, pp.8-11
- [2] 土木学会編 (1994): 岩盤斜面の安定解析と計測, 土木学会, 345p
- [3] 濱崎英作, 稲垣裕, 荻野隆 (1997): 三次元安定解析について, 第 36 回日本地すべり学会研究発表会講演集, pp.263-266
- [4] 杉本宏之, 綱木亮介 (2000): 地すべり対策における二次元安定解析と三次元安定解析—コストと安全率の比較—, 第 39 回日本地すべり学会研究発表会講演集, pp.325-328
- [5] Hovland, H.J. Asce, M. (1997): Three-Dimensional Slope Stability Analysis Method, Journal of the Geotechnical Engineering Division, pp.971-986
- [6] 鵜飼恵三 (1987): 簡易 Janbu 法による斜面の 3 次元安定解析, 地すべり, Vol.24, No.3, pp.8-14
- [7] R.E.グッドマン, G.H.シー (吉中龍之進・大西有三訳) (1992): ブロック理論と岩盤工学への応用, 土木工学社, 360p
- [8] 佐々木猛 (1998): 破碎性岩盤と不均質岩盤の挙動解析, システム総合研究 第 15 回破碎性岩盤と不均質岩盤の調査・解析・処理技術の現状と課題, pp.107~150
- [9] 竹内則雄 (1991): 地盤力学における離散化極限解析, 培風館, 208p
- [10] 竹内則雄, 大木裕久, 上林厚志, 草深守人 (2001): ハイブリッド型変位モデルにペナルティ法を適用した離散化モデルによる材料非線形解析, 日本計算工学会論文集, Vol.5, pp.53-56
- [11] 大西有三 (1998): 不連続性を有する岩盤の解析方法, 安全工学, Vol.37, No.1, p.009
- [12] 社) システム総合研究所監修 (1994): DDA 解説書, 社団法人システム総合研究所, 237p
- [13] 今泉繁良, 山口柏樹, 大橋健二 (1988): 一般分割法による斜面の安定解析, 土と基礎, Vol.36, No.5(364), pp.55-60
- [14] 山上拓男, 鵜飼恵三 (2001): 斜面の安定と変形解析総説: LEM と FEM の応用, 地すべり Vol.38, No.3, pp.169-179
- [15] 古谷保 (1984): 厳密な一般分割法のやさしい解き方, 地すべり, Vol.21, No.1, pp.26-32
- [16] 吉松弘行 (1995): Hovland 法による地すべりの三次元安定解析, 愛媛県土木部砂防課, pp.1-14
- [17] 社) 地盤工学会編 (2006): 斜面の安定・変形解析入門—基礎から実例まで—, 社団法人地盤工学会, 338p

- [18] Goodman, R.E. (1976) : Method of Geological Engineering in Discontinuous Rocks, West Publishing Company, Ch.8, pp.300-368
- [19] 川井忠彦 (1991) : 離散化極限解析法概論, 培風館, 164p
- [20] 長井宏平(2005) : SMS 導入による離散解析手法を用いたコンクリート破壊解析システムの開発, VINAS Users Conference, November, 1-2, 2005 (at Tokyo, Japan)
- [21] 近藤観慈(1996): 間隙水圧を考慮した剛体ばねモデルによる地すべり斜面安定解析と全体安全率, 地すべり, Vol.33, No.2, pp.1-9
- [22] 地質システム工学委員会編 (1999) : 地質工学セミナー「地質工学の基礎の応用」, 社団法人システム総合研究所, 311p

第3章 これまでの極限平衡解析上の問題点

3.1 釣合い条件.....	48
3.2 間隙水圧及び水圧の取り扱い.....	51
3.2.1 現行法における間隙水圧の考え方.....	51
3.2.2 水没斜面における水圧及び間隙水圧の取り扱い.....	54
3.3 地震力の取り扱い.....	57
3.3.1 耐震設計に関する兵庫県南部地震以前と以後.....	57
3.3.2 地震時の安定解析.....	59
3.4 適用限界.....	60
3.5 現行基準書（マニュアル）における採用状況.....	62
3.6 問題点の整理.....	63
参考文献.....	66

第3章 これまでの極限平衡解析上の問題点

3.1 釣合い条件

前章で述べてきたように、斜面の安定解析において極限平衡法は広く用いられており、このうち二次元斜面安定解析では、簡便スライス法、Bishop（ビショップ）法、Janbu（ヤンブー）法、Spencer（スペンサー）法、Morgenstern-Price（モーゲンシュターン・プライス）法等各種の計算方法が提案されている。これらの解析法では、不静定問題を解決するために、各分割スライスに作用する力およびこれらの力の作用する着力点の位置などに対して独自の仮定がなされている。

八木ら[1]は、よく用いられる解析法についてその図 3.1.1 のように仮定条件を整理して示した。すなわち、以下のとおりである。

（1）Fellenius（フェレニウス）法

通常、左右の側面力の合力（ $\Delta H + \Delta V$ ）の方向がスライス底面のすべり面に平行と仮定していると解釈されているが、厳密には、左右の側面力をすべてゼロと仮定していると考えべきである。任意すべり面に適用しているが、基本的に円弧すべり面に適用されるものである。

（2）簡易 Bishop（ビショップ）法

左右のスライス面に作用する側面力の鉛直方向成分が等しい、すなわち、 $\Delta V = 0$ を仮定する。円弧すべり面に適用される。

（3）簡易 Janbu（ヤンブー）法

簡易 Bishop 法と同様に左右のスライス面に作用する側面力の鉛直方向成分が等しいと仮定する。ただし、非円弧すべり面にも適用される。

（4）Morgenstern-Price

（モーゲンシュターン・プライス）法

側面に作用する垂直力 H とせん断力 V の比（側面力の作用方向）がスライス間である関数にしたがって連続的に変化する。

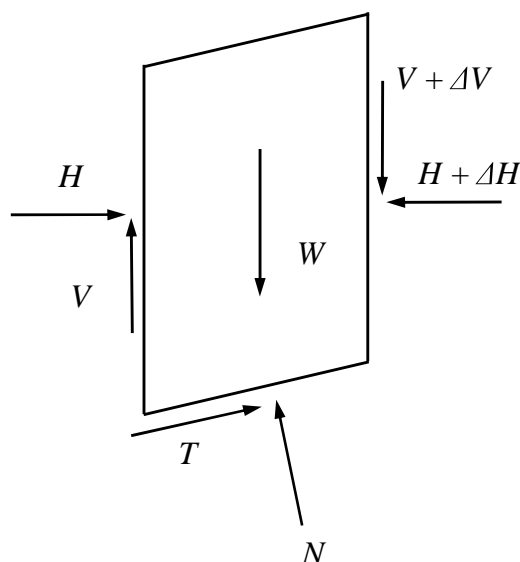


図 3.1.1 1 個のスライスに作用する力 [1]

すなわち $V/H = \lambda f(X)$ を仮定する．ここで， λ は繰り返し計算で求められるスケーリングファクターで $f(X)$ はスライスの位置に関する関数であり，トライアルに各種の関数がいられる．非円弧すべり面にも適用される．

ところで，スライス側面力に関するこのような仮定は，安全率を簡単に求めるための便法でもあるため，求められた側面力が摩擦法則 $|V| \leq H \tan \phi + cl$ を満たさないこともしばしば生じる（ C と ϕ はそのスライス面の粘着力と摩擦角）．換言すれば，スライス分割による安定解析法は未だに物理的な正解を与えるレベルに達していないことになり，本来，その使用にあたっては工学的判断が必要といえる[1]．

一方，今泉[2]は，不静定問題について，以下のように述べている．すなわち，一般分割法における未知数は，分割スライス数を n 個とすると，すべり面上のせん断応力と有効法線力（各 n 個），分割スライスに働く不静定内力の水平合力と鉛直合力（各 $n-1$ 個），任意点と不静定内力の着力点との距離（ $n-1$ 個），安全率（1 個）の総計 $(5n-2)$ 個となる．これに対する条件式は，極限平衡式，鉛直方向の力の釣合式，水平方向の力の釣合式，任意点に関するモーメントの釣合式が各スライスに対して考えられ，総数は $4n$ 個となる．したがって，この条件式の不足数 $(n-2)$ 個を補

うために各計算法ごとの付加条件が設けられている．Bishop 法（図 3.1.2）はすべり面を円弧と仮定した分割計算方法であり，静定化を行うための付加条件として，分割スライスに働く鉛直応力に関して， $\Delta T \equiv 0$ としている．しかしながら，このことは，スライス両面における既設条件を $T_1 = T_{n+1} = 0$ とすると， $T_2 = T_3 = \dots = T_n = 0$ なる $(n-1)$ 個の条件式を設定したことになり，過度の付加条件式が与えられていることになる．他方，Janbu 法では，斜面の土質が不均一な場合に生じる非円弧すべり面を対象とした安定解析であり，静定化のための付加条件として，スライス内の水平内力の着力点が底面から $Z/3$ の

ところあるとしている（ Z はスライスの高さ）．この場合も未知数の総数より条件式の総数の方が 1 つ多いこととなり，やはり合理的でないこととなる．したがって，これらの余

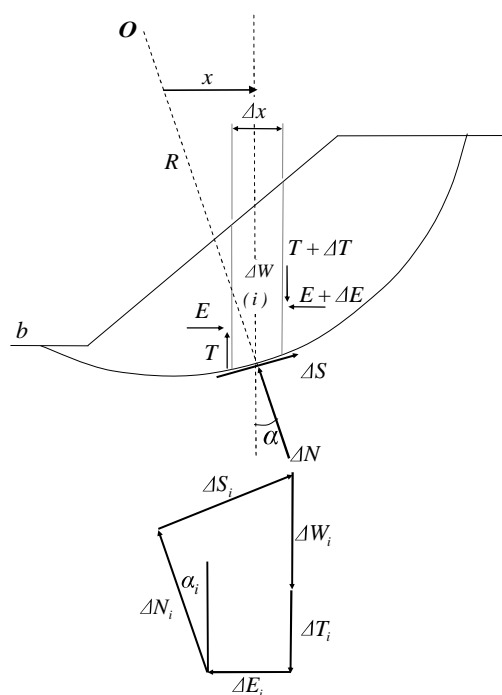


図 3.1.2 すべり面とスライスに働く力 (Bishop 法)

分な条件式に見合う別の未知数を仮定しないと解の唯一性が保たれないことになる[2].

次に、三次元安定解析でのこれまで提案されてきた Hovland 法, Janbu3D 法, Bishop3D 法についての釣合条件を整理する. これについて鵜飼[3][4]により, 図 3.1.3, 図 3.1.4 に示すようにコラムに作用する内力の合力 ΔQ の作用方向に関してまとめている. すなわち, 図 3.1.4 に示すように ΔQ を yz 面に平行な成分を ΔQ_1 , xz 面に平行な成分を ΔQ_2 と仮定すると, (a) 三次元簡便分割法は, ΔQ はすべり面方向に対して平行と仮定する. 一方, Hovland 法は合力 $\Delta Q=0$, つまり側面力は無視する. 他方, Bishop3D 法及び Janbu3D 法においては, ΔQ_2 は y 軸に対して $\tan^{-1}(\eta \tan \alpha_{xz})$ だけ傾くと仮定する. このとき η は未知数であり一定である.

鵜飼[4]は, 理想化された 2 方向のくさび土塊 ($n=2$) の釣合から厳密解を求めた結果, Hovland は粘着力 $C=0$ と仮定するときの安全率が真解に比べ低めとなるが, Janbu3D 法では $C=0$ の時も $\phi=0$ の時も共に真解と一致することを示した. 但し, $n \geq 3$ 以上については, 極限釣合条件では Janbu3D 法といえども釣合における仮定 (例えば n) が必要となることは言うまでもない.

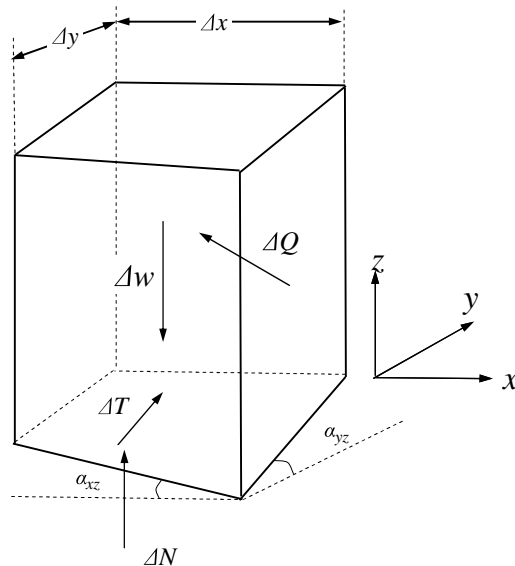


図 3.1.3 コラムに作用する力

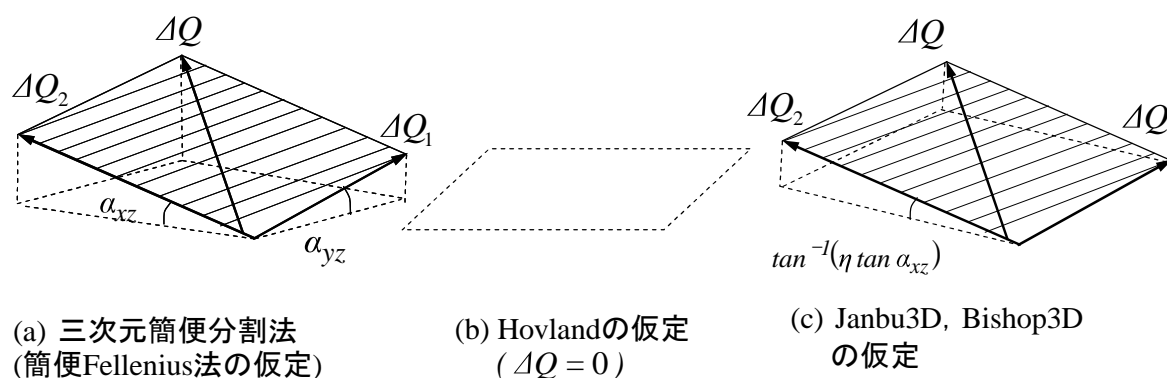


図 3.1.4 三次元分割法の仮定 [5]

以上を、総括すると、以下の通りとなる。

- ・極限平衡法は基本的に、スライス間（カラム間）の不静定問題に仮定を設けて計算されており、その仮定条件においてのみ満足するものであり、適用には注意が必要である。
- ・また、すべり面とスライス間の土質常数が一致している保証がないとき計算の合理性が疑わしいものとなる。

ところで、竹内[6]は、前述したように **RBSM** の手法を二次元の簡易斜面安定解析に適用する方法を示した。**RBSM** は極限解析用のモデルであり、与えられた要素分割に対して最良の上界値を与えることが知られている。この方法では、要素分割によっては上界値に影響が与えられることとなるが、スライス間もしくはカラム間の境界は、エネルギーの伝達線（面）として考えるのでその部分での C 、 ϕ に依存しない。また問題の取り扱いが明確になることから、同様な考え方の三次元化は有望な手法である。

3.2 間隙水圧及び水圧の取り扱い

3.2.1 現行法における間隙水圧の考え方

現行、簡便スライス法 安定解析式において、取り扱われている間隙水圧 (U) の考え方は大きく分けて以下の 3 つである。

- 1) $U_1 = u \cdot l$ (l はスライス片のすべり面長)
- 2) $U_2 = u \cdot d$ (d はスライス片の幅)
- 3) $U_3 = u \cdot d \cdot \cos\theta$ (θ はすべり面の勾配)

ここで、上記 u はすべり面から地下水位線まで鉛直に伸ばした線と交わったところまでの高さとする。

(1) $U_1 = u \cdot l$

一般の Fellenius 法では $U_1 = u \cdot l$ の間隙水圧を採用している。計算式及び図解を示すと図 3.2.1 のとおりである。

$$F_s = \frac{C \Sigma l + \Sigma (N - U_1) \tan \phi}{\Sigma T} \quad (3.2.1)$$

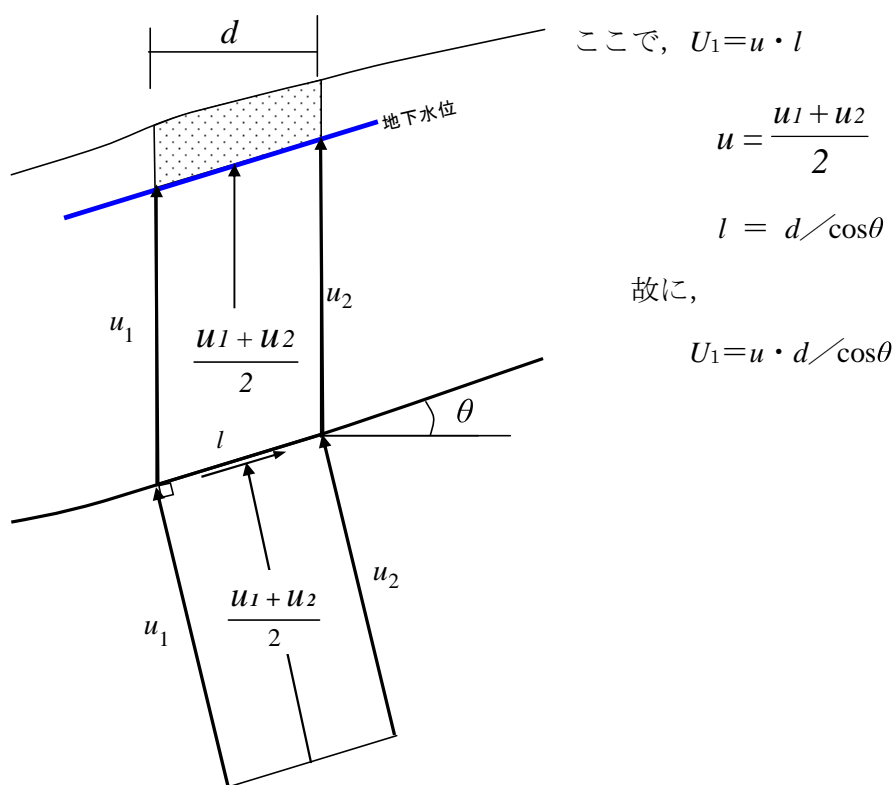


図 3.2.1 スライスに作用する
間隙水圧 ($u \cdot l$) の概念図

尚、この式では、すべり面が急角度となると $N < U_1$ となる場合が生じる。その際 $N - U_1$ がマイナスとならないよう $= 0$ とする手法が修正 Fellenius 法である。

(2) $U_2 = U \cdot d$

3.2.1 で生じる不具合を解消すべく、「すべり面に作業する間隙水圧＝浮力」とし、この水圧を垂直応力 N に対してのみ作用させる手法である。すなわち、

$$F_s = \frac{C \Sigma l + \Sigma (N - U_2) \tan \phi}{\Sigma T} \quad (3.2.2)$$

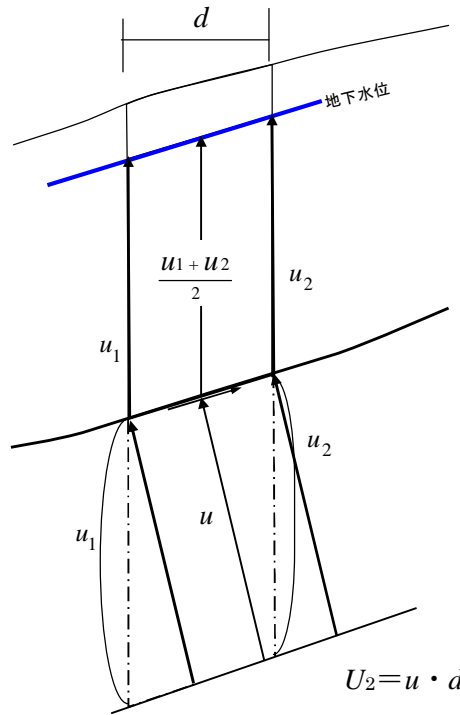


図 3.2.2 スライスに作用する間隙水圧 (u , d) の概念図

これは、土塊中の水没面積が等しいので浮力と同じと理解できる。すなわち、次の図 3.2.3 の通りである。

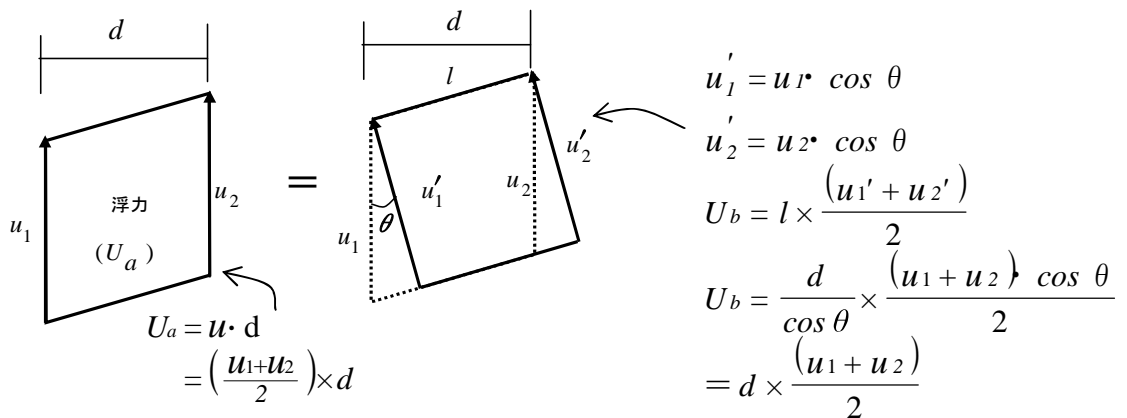


図 3.2.3 浮力に関する概念図

図 3.2.3 から、 $U_2 = U_a = U_b$ である。

すなわち、 N に作用する U_2 が“浮力”であることを示している。

(3) $U_3 = u \cdot d \cdot \cos\theta$

この式は、道路土工指針[7]において採用されている。この式の基本的な考え方は、間隙水圧が垂直応力を減じるように作用するというよりは土塊の重さ（ W ）を軽減させる「浮力」としてスライスに作用させているといえる。

したがって、

$$F_s = \frac{C \cdot \Sigma l + \Sigma(W - u \cdot d) \cdot \cos\theta \cdot \tan\phi}{\Sigma T} \quad (3.2.3)$$

ここで、 $N = W \cdot \cos\theta$ として書き改めると、

$$F_s = \frac{C \cdot \Sigma l + \Sigma(N - u \cdot d \cdot \cos\theta) \tan\phi}{\Sigma T} \quad (3.2.4)$$

故に、他の式との関係から、 $U_3 = u \cdot d \cdot \cos\theta$ となる。

(4) 間隙水圧（ U ）各式の比較

前述した3式について「 d 」について整理すると以下のようなになる。

- 1) $U_1 = u \cdot l$
 $= u \cdot d / \cos\theta$
- 2) $U_2 = u \cdot d$
- 3) $U_3 = u \cdot d \cdot \cos\theta$

ここで、 $\cos\theta$ は 0～1 の範囲であるので、同じ条件下で比較すると、以下のとおりである。

$$U_1 \geq U_2 \geq U_3$$

3.2.2 水没斜面における水圧及び間隙水圧の取り扱い

貯水池などの水没斜面などについて改訂ダム設計指針[8]などでは、本質的にフィルダムなどの斜面安定を取り扱っているため、間隙水圧のみではなく側方の静水圧も考慮している。この方法は、一般に飽和重量法（またはフィルダム法）と呼ばれるものである。他方、貯水池の地すべり調査と対策[9]などによると、基準水面法を用い、湛水面以下を水中重量として扱い、それを超える圧力水頭に対してのみすべり面に作用する間隙水圧として扱っている。

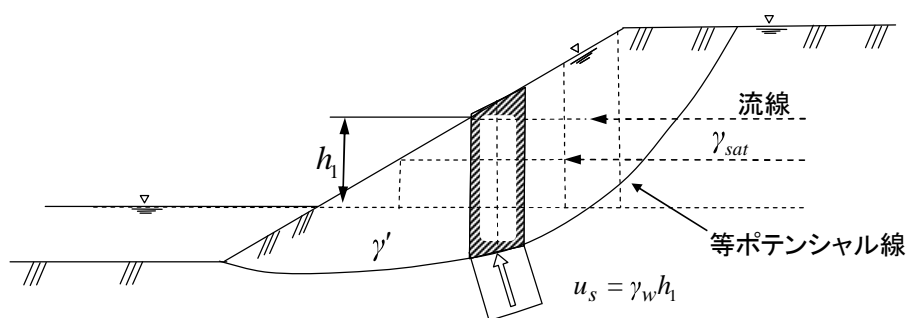
川上[10]は、これを整理して、通常、定常浸透時の素粒子にかかる物体力を計算する方

法に以下があることを述べた。すなわち、

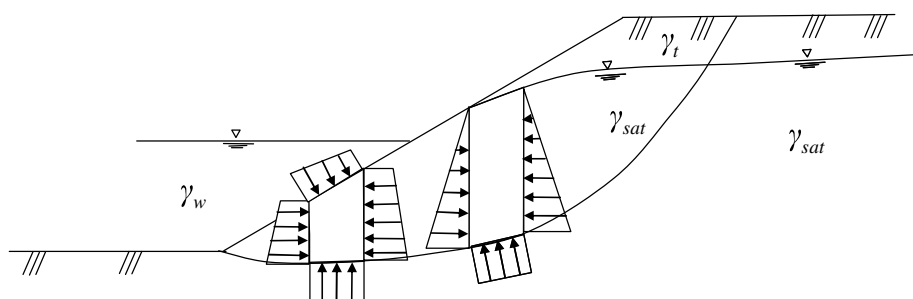
- 1) 土の飽和重量と全間隙水圧のベクトル和（飽和重量法）
- 2) 浮力を考えた有効重量と浸透力の和（有効重量法）
- 3) 基準水面を設け、それ以下で有効重量を考え、水面以上の過剰水圧を考える

中間方法

これらの、いずれかを採用するかで、土塊重量の考え方、間隙水圧の取り方などが異なってくる。しかしながら、例えば1)において、図3.2.4のC法のように、正しく側面の水圧を取り入ると基本的に飽和重量法と有効重量法は安全率で一致することもわかっている。



基準水面以上に過剰間隙水圧を作用させる方法(B法)



典型的飽和重量法(C法)

図 3.2.4 飽和重量法と基準水面法[10]

実際、浸透流のない状況では、二次元 RBSM の間隙水圧の取り扱いでも、飽和重量法と
考え要素辺に圧力水頭換算値である水圧を物体力として考慮するとき計算値と、水面下を
浮力として計算する値は図解に示すとおりほぼ一致する（図 3.2.5）。

	フィルダム法：飽和重量法	基準水面法
水没斜面	<p>水荷重 (γ_w: 水の単体重量 $\doteq 1.0$)</p> <p>スライス荷重 (γ_{sat}: 飽和重量)</p> <p>下流側水圧 E_n</p> <p>上流側水圧 E_{n+1}</p> <p>間隙水圧 u</p> <p>A_s: 土塊スライス面積 A_w: 水スライス面積</p>	<p>(下流側水圧 \doteq 上流側水圧)</p> <p>スライス荷重 (γ_{sub}: 水中重量)</p> <p>間隙水圧は水没時=0</p>
	<p>基準水面法のすべり面に作用する W_k は</p> $W_k = A_s \times \gamma_{sub} = A_s \times (\gamma_{sat} - 1.0)$ <p>フィルダム式の間隙水圧より</p> $U \doteq A_w + A_s$	<p>フィルダムにおけるすべり面に作用する荷重 W_d は</p> $W_d = A_w \cdot \gamma_w + A_s \cdot \gamma_{sat} - U$ $= A_w(\gamma_w - 1.0) + A_s(\gamma_{sat} - 1.0)$ <p>$\gamma_w = 1.0$ より</p> $W_d = A_s \times (\gamma_{sat} - 1.0)$ <p>故に $W_k \doteq W_d$ となる</p>
一部水没斜面		
	<p>$\gamma_{sat} \doteq \gamma_t$, $\gamma_{sub} \doteq \gamma_t - 1.0$ とすると</p> <p>すべり面に作用する荷重 W_d, W_k</p> $W_d = A_1 \cdot \gamma_t + A_2 \cdot \gamma_t + A_3 \cdot \gamma_t - U_d$ $W_k = A_1 \cdot \gamma_t + A_2 \cdot \gamma_t + A_3 \cdot \gamma_t - A_3 \times 1.0 - U_k$	<p>ここで U_d は厳密には上流 $E_{n+1} > E_n$ によるすべり面への上向き作用増加分と間隙水圧増加分が浮力分に差し引かれることで概ね U_k となり, $W_d \doteq W_k$ となる。</p>

図 3.2.5 スライスに対する水圧及び間隙水圧の考え方

3.3 地震力の取り扱い

3.3.1 耐震設計に関する兵庫県南部地震以前と以後

平成7年の兵庫県南部地震（M7.2）では、それまで安全と考えられてきた土木構造物や建築物が崩壊し、鉄道や道路などの高架橋や開削トンネルなどにも多大な被害が発生した。また、盛土造成地では崩壊や地すべりなどが多発し、特に西宮市の仁川に面した右岸斜面が地震時に急速な地すべりを起こし、死者34名、埋没家屋8戸の大災害となった。本地震以前の土木構造物の設計法は“剛完全塑性論”に基づき設計水平震度を用いており、このため構造物地震時変形量・変位量の推定が不可能だった。また、構造物の動的応答特性を考慮できなかった[11]。しかしながら、この地震による被害の重要性に鑑み、土木学会から「土木構造物に対する耐震設計法に関する提言」がなされ1999年の建築基準法や2002年道路橋示方書などで性能規定型基準が整備された。また建設省総合技術開発プロジェクトの「構造性能評価指針案」では、この震災を教訓とし基本構造機能の「安全性」と「使用性」に加えてライフサイクルコストの面から「修復性」を設定し損傷制御を行うことの必要性が強く認識された[12]。このような考えから盛土構造物などでは、推定レベル1地震動（200～300Gal）に対する耐震性能に対して、地震後においても軽微な復旧程度で機能を維持する事が可能であることを目標とし、レベル1地震動に対して円弧すべりと基本とする準動的震度法で破壊安全率を照査することが提案されている。またレベル2地震動（600～800Gal）に対しては、復旧の難易度・重要性などを勘案して定められる耐震性能を確保できることを目標とし、このような地震動に対しては、地震学の塑性変形量を算出し、所要の変形・変位性能を有することを照査する事が謳われた。一方、地すべり防止施設については、これまで自然地山の地すべりは基本的に過去相応の地震を経験しているという考えから斜面安定解析において地震力を考慮した計算は少なく、稀に重要構造物などの場合に水平震度法を考慮することはあっても動的解析の評価規定は基本的に用いられていないのが実情である。また、兵庫県南部地震後に設置された「地すべり防止施設等の耐震性に関する検討委員会」の最終報告でも「今回の地震を想定した動的解析を行い、地すべり防止施設等の耐震性について検討した結果、現行の基準で整備された地すべり防止施設等は、今回の地震と同規模の地震に対する耐震性を有しており、現行の設計基準について基本的には見直す必要は当面見当たらない」と判断された。また、新潟県中越地震においては長岡市の旧山古志村を中心として、地すべり被害が多発したもののすべり防止施設の被害調査結果では、局所的な崩壊やすべり及び表層土の流出による被害が多く、地すべり全体の

滑動で施設が損傷した報告は認められていないとの報告がある[15]。表 3.3.1 に土に関わる耐震性基準の変遷についてまとめた。

表 3.3.1 土に関わる耐震性基準の変遷

変遷	主な構造物の耐震性基準	盛土構造物の耐震性基準	地すべり防止施設の耐震性の考え方
兵庫県南部地震 (1995 年 11 月) 以 前	兵庫県南部地震以前は”剛完全塑性論”に基づいた設計法であり設計水平震度を用いていた。 このため、構造物地震時変形量・変位量の推定が不可能だった。また、構造物の動的応答特性を考慮できなかった。	1995 年以前は、空港やフィルダム、補強土など特別な盛土においては耐震設計が実施されたが、道路や鉄道・宅地造成などの一般盛土では実績に応じた標準勾配や締固め規定なしで対応してきており、計算による耐震設計は行なわれてこなかった[11]。	従来、自然地山における地すべりは基本的に過去に相応の地震を経験しているという判断から、ダム湛水池などの重要斜面などを除けば安定解析レベルで考慮した計算は稀であった。また、考慮するとしても動的解析の評価規定はなかった。
兵庫県南部地震以後 ～ 新潟県中越地震 (2004 年 10 月) 以 前	土木学会の「土木構造物の耐震設計法に関する第 1 次～3 次提言」[11]では耐震設計に当たって目標とする構造物の損傷程度（限界状態）を定めるべきとした。そして基盤で設定した地震動を用いて表層地盤の動的解析により、地震面の地震動を求めて、それを用いて動的解析によって構造物の応答値を算定して照査することが望ましいとされた。特にレベル 2 地震動についての性能規定、耐震計算法が重要とされ、これに基づき各構造物の設計基準書の改定がなされた。	土木学会の提言では、レベル 1 地震動（200～300Gal）においても軽微な復旧程度で機能を維持する事が可能であることを目標とし、レベル 2 地震動（600～800Gal）に対しては、復旧の難易度・重要性などを勘案して定められる耐震性能を確保できることを目標としている。 実際はレベル 1 地震動に対して円弧すべりを基本とする準動的震度法で破壊安全率を照査する。レベル 2 地震動に対しては、地震学の塑性変形量を算出し、所要の変形・変位性能を有することを照査するものとする。	1997 年 7 月 1 日、建設省河川局では「地すべり防止施設等の耐震性に関する検討委員会」を設置し、その最終報告で「今回の地震を想定した動的解析を行い、地すべり防止施設等の耐震性について検討した結果、現行の基準で整備された地すべり防止施設等は、今回の地震と同規模の地震に対する耐震性を有しており、現行の設計基準について基本的には見直す必要は当面見当たらないと判断される。」と発表した。この背景として、阪神淡路震災では盛土構造物のすべりは散見されていたものの、自然地山の地すべりや、地すべり防止施設の被害が少なかったことが挙げられる。
新潟県中越地震 以 後	現行の耐震基準で合格と判断された施設である北越急行線の高架橋では、中越地震のような直下型地震に対して、想定内の程度にとどまった。 すなわち、基本的に所定の耐震性能を失ったものはなく、兵庫県南部地震以後の耐震設計の有効性が示された。	道路盛土の崩壊や宅地盛土の崩壊が多発したが、特に、沢部などの集水地形や排水性の悪い盛土材を用いた場合に、大崩壊した場合が多かった。なお、切土斜面で、擁壁、格子枠、アンカーなどの適切な処置をした場合には、著しい被害を受けた例は限定的であった。	長岡市の旧山古志村を中心として地すべり被害が多発した。但し、地すべり防止施設の被害についての調査では、局所的な崩壊やすべり及び表層土の流出による被害が多く、地すべり全体の滑動で施設が損傷した報告は少ない[15]。 なお、現在のところ耐震性見直しについての公的な検討結果は示されていない。

* 本表は文献[11][12][13][14][15]を参考として作成

3.3.2 地震時の安定解析

極限平衡法による地震時の安定計算手法は、各関係省庁で採用されている安定解析式のほとんどでせん断応力増加分 Te と垂直応力増加分 Ne にわけ、それを各スライスでもとめ積算して安全率を求めている手法を採用している。ここで、 Te 、 Ne 、 Fs は以下の通りである。

$$\begin{aligned} Te &= W Kh \cos\theta \\ Ne &= W Kh \sin\theta \end{aligned} \quad (3.3.1)$$

$$Fs = \Sigma \{ C L + (N - Ne) \tan \phi \} / \Sigma (T + Te)$$

ここに

- Fs : 安全率
- T : すべり面に作用するせん断応力
- N : すべり面に作用する垂直応力
- Te : すべり面上に働く地震時せん断応力 (増加分)
- Ne : すべり面上に働く地震時垂直応力 (増加分)
- Kh : 設計震度
- θ : すべり面勾配
- C : 粘着力
- ϕ : 内部摩擦角
- L : すべり面長さ

なお、円弧滑りの場合、 Te はスライス重心と円弧中心の鉛直距離 h から求められ

$$Te = W Kh h \quad (3.3.2)$$

となる。

ただし、 W は全重量となっており、水没斜面下であるときは結果的に土塊の重量に水荷重を付加した値となる。

他方、Hovland などでは具体的な提案はなされていないが、鵜飼[3]によって提案された Janbu3D 法では、基本的に滑動力側に $W Kh$ を合算して計算されている。

3.4 適用限界

1) すべり面と解の信頼

極限平衡法を斜面の安定解析で用いる場合、すべり面を与えることが条件となる。すなわち、地すべりのような「決定論的すべり面」を用いて計算するか、もしくは試行円弧すべり計算のように、円弧中心座標と半径を試行錯誤的に変え、すべり面を任意に作り出して最小安全率を求めこととなる。試行円弧によるすべり計算は盛土などの人工構造物でよく用いられる手法であるが、自然地山は、基本的に均質地盤でなく、また岩盤はほとんど節理・亀裂などが不連続に分布することから試行円弧のような手法で求めた解の信頼性は低いものといえる。

極限平衡法の長所としては計算諸量である、単体重量(飽和重量, 水中重量, 湿潤重量), 粘着力, 内部摩擦角度, すべり面上の水圧(もしくは地下水位をすべり面に作用する間隙水圧と代用)などが既知であれば、一義的に解が得られ、FEM や RBSM で必要とされる変形係数, ポアソン比などは必要としない簡易さがある。

逆に、変形係数が不要である極限平衡法では土塊の変位量や歪み, 応力分布を明らかに出来ないことが短所となる。また、二次元である限り、その解析断面が最大断面・すべり方向である保証がない。三次元においても、Hovland 法, Janbu3D 法など従来手法では、すべり方向を一方向に仮定し、斜面の全体安全率を求めている。現実のすべりの挙動では、斜面内のすべてが同じ方向に移動しているわけではなく、また、最大勾配方向に移動するものでもないため、合理性に欠けた手法と言える。

2) 対策工計算

極限平衡法は、斜面对策工などでよく用いられる計算手法で、盛土工, 切土工, 水位低下工の導入も座標の変更のみであるので一般に容易である。とはいえ、二次元の盛土工の場合、その内部に発生する受働破壊角の設定が必要となる。よく用いられる方法にすべり末端から水平方向を基準として上向きに $45^\circ - \phi/2$ をもって受働破壊すべり面とする方法がある。しかしながら、三次元での受働破壊について研究はなく、とくに側方での取り扱いには応力伝播がどのように進むのか不明であり、極限平衡法理論からの理論解の求め方は極めて困難といえる。

一方、斜面安定抑止工として、アンカー工, ロックボルト工, 杭工などもある。これらについては、一般に計画安全率を設定し、現状の安全率の差分に全滑動力を掛けることに

よって、対策工に必要な抑止力が求まり、これを用いて対策工数量を算出することとなる。

アンカー工の考え方には大きく締め付けタイプと引き止め(待ち受け)タイプがあるが、これらの安定計算への導入では、ほとんどの場合、すべり面上での釣合いで決定されている。もともと最も採用されている Fellenius 法（簡便スライス法）の概念ではすべり面のみの釣合いであるので計算の導入は至って容易である。他方、スライス間の不静定を考慮している他の手法では、アンカー力の計算導入に対して理論的に導くことは簡単ではない。

実際のところ、ロックボルトと異なり、通常アンカー工では地山表面に受圧板や法枠があって、そこから地山に対してアンカー力を伝えているのが実態であり、アンカー材が貫入している定着部付近（すべり面付近）での釣合いで計算するのが合理的かという根本問題も残っている。

また、杭については、基本的に待ち受けであるので、すべり出そうとするときその力が杭にどのように作用するかは極限平衡法において解は得られない。さらに、杭の最適位置について安定解析で得られる有効抵抗力の分布などで決定されているが、基本的には経験に基づくものである。実際、極限平衡法では、抑止力を求めることはあっても、杭の曲げなどの断面力を考慮して計算出来ないため、杭の応力・変形・座屈などの計算は全く切り離して行うしかないのが現状である。数値解析的にはこれらを連動させて計算可能で、FEM などでは地山の応力・歪みを含め梁要素やソリッド要素として導入するなどして杭応力を同時に解析するなど可能となっている。しかしながら、FEM は要素分割し三次元モデルを作成することが容易ではないことから、通常の斜面解析現場では汎用的に用いられることは少ない。

3.5 現行基準書（マニュアル）における採用状況

基本的に、国土交通省所管各基準書の斜面安定問題の取り扱いには Fellenius 法（簡便スライス法）がベースとなっている。異なるのは、水の取り扱い（間隙水圧）と地震時の扱いである。表 3.5.1 は各機関の取り扱いをまとめたものである。なお、現段階で、三次元までの安定解析条件の必要性を謳っているのは、河川砂防基準のみである。

表 3.5.1 各関係機関の基準書で扱う計算式と間隙水圧と地震時の取り扱い

基 準	基本計算式	間隙水圧 の考え方	地震荷重の 方向		震度分布			地震荷重の作 用する成分		地震力の作用位置	
		A ~ E	水 平 方 向	鉛 直 方 向	水 平 ・ 鉛 直 方 向	全 層 同 じ	層 ご と に 異 な る	滑 動 力 の み	抵 抗 力 ・ 滑 動 力	す べ り 面	重 心
日本道路公団基準	フェレニウス	A									
急傾斜地崩壊防止工事技術指針	ヤンブー、ビッシュ他	A									
建設省河川砂防技術(案)改訂ダム	フェレニウス	B	○			○			○	○	
建設省河川砂防技術(案)地すべり	フェレニウスもしくはヤンブー	A・E	○			○			○	○	
災害手帳	フェレニウス	A?									
港湾の施設の技術上基準	フェレニウス	C	○					○			○
土地改良事業計画設計基準	フェレニウス	D	○						○	○	
道路工 のり面・斜面安定工指針	フェレニウス	A	○						○	抵抗	滑動
宅地耐震設計指針(案)	フェレニウス	E	○						○	抵抗	滑動
フィルダムの耐震設計指針(案)	フェレニウス	D	○						○	抵抗	滑動
防災調節池等技術基準(案)	フェレニウス	A	○						○	○	
多目的ダムの建設	フェレニウス	B・D	○								
貯水池周辺の地すべり調査と対策	フェレニウス	D	○								

＊上記 間隙水圧は下記の通り

A:間隙水圧のみ考慮（但しすべり面長 1 にかかる） B:間隙水圧と側方静水圧考慮

C:抵抗力を水中重量にすることで考慮 D:抵抗力，滑動力ともに水中重量を用いる

E:間隙水圧のみ考慮（但しスライス幅 d にかかる）

3.6 問題点の整理

斜面の安定性を検討する場合、これまでは Fellenius 法（簡便法）、簡易 Janbu 法などの分割法による二次元斜面安定解析が広く用いられてきた。とりわけ、Fellenius 法は圧倒的に採用されている解析手法である。

しかし、Fellenius 法はスライス間の不静定問題を無視しすべり面の安全率のみに着目している手法であることから、本質的には「準二次元」レベルの解析といえる。とはいえ、国土交通省をはじめとする主たる関係機関のマニュアルでは、この Fellenius 法による解析が主体で、それを用いた設計法が確立されている。

このような背景として、それまでハード対策である防止工工事が主眼であったため調査解析に掛ける費用割合が相対的に小さかったことが要因として大きいと思われる。このような場合では、事業費に対する調査・解析に対する比重を小さく抑えるかわりに、対策工数量などを増やし安全側に算出するケースが多くなる。したがって、高度な解析は必要でなく簡易な解析方法でこと足りた。このようなことから、地山の応力歪みの状態や三次元効果等などはあまり考慮されず、往々にして経験的な計画安全率の中にアンノウンファクターとして押し込まれてきたともいえる。

しかし、斜面の破壊現象の場は均質な地盤ではなく複雑な地質場で発生するものがほとんどであり、必ずしも一様でなく複雑なすべり面形状をなすことも多いことは周知であり、このような安易な解析が時代の要求に十分に応えることができなくなっている。とりわけ、二次元安定解析では、解析すべき主断面方向の決定において困難なケースが多々あること、側方の地すべり層厚を過大に評価するケースが多く、近年のコスト縮減の流れに対して十分に応えることが出来ないなどの問題が生じてきている。

また、ここ数年、パーソナルコンピュータの普及と三次元安定解析ソフトパッケージの普及に伴って三次元斜面安定解析を行うケースも徐々に増えてきているのも事実である。このように三次元的に評価することで、多くの場合で側方など縁辺部の対策の無駄を省くことも可能となり、結果的に事業費のコスト縮減に寄与することの方が多い（表 3.6.1）[16]。

三次元安定解析法としては、分割法を三次元に拡張した Hovland 法が最も多いが、最近ではこれを修正し Janbu3D 法のようにカラム間の不静定力を考慮した手法が用いられ始めている。

表 3.6.1 三次元斜面安定解析と二次元安定解析の計画安全率に対する必要抑止力比[16]

地区	共通項		二次元解析			ホフランド三次元解析			比 較		
	側線	粘着力 (tf/m ²)	逆算 $\phi\alpha(^{\circ})$	現状 Fs	必要 抑止力 Pr1(tf/m)	逆算 $\phi\beta(^{\circ})$	現状 Fs	必要 抑止力 Pr2(tf/m)	*ずれ	β/α	Pr2/ Pr1
A	①	2.5	33.88	1.000	251.46	32.45	1.000	132.64	0	0.958	0.527
B	①	2.5	17.31	1.000	230.35	20.05	1.000	200.11	0	1.158	0.869
	②	2.5	24.14	1.000	271.74	27.16	1.000	253.70	9	1.125	0.934
C	①	2.5	31.86	0.98	390.25	35.99	0.98	239.13	15	1.130	0.613

平面規模 (単位 : m) A : 100*110, B : 90*180, 65*180, C : 150*150

*ずれ : 三次元安定解析の最小安全率の方向と二次元解析方向とのずれ

これらの方法は、三次元斜面をカラム柱の集まりに分割し、x、y 面内の 1 方向に対して運動を規定しておき、その方向においてカラム柱毎に計算した滑動力と抵抗力を累積し安全率を算出するといった、基本的には極限平衡法に基づく方法で、これによって斜面全体の安全率分布を知ることができる。

しかしながら、現実のすべりの挙動では、図 3.6.1 に示すように、斜面内のすべてが同じ方向に移動しているわけではなく、また、全体の動きにしても最大勾配方向に移動するものでもないこと等から、従来の三次元斜面解析は合理性に欠けた手法と言え、また、正しく側方拘束力を評価しにくいという一面もある。

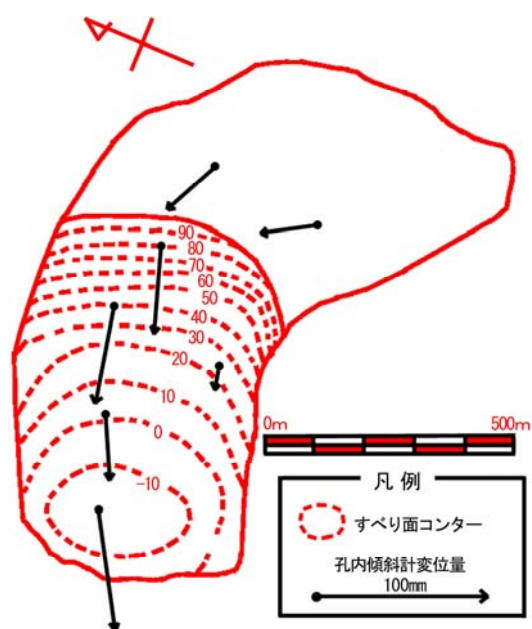


図 3.6.1 ある地すべり地の挙動

また、三次元の釣合式から導かれている Janbu3D や Bishop3D については静定化のための条件を仮定する必要がある。一方、これらを移動方向や三次元の形状を任意に扱うためには FEM や RBSM などの高度な数値解析を用いれば良いが、入力値の吟味やメッシュの構築に多大な労力を必要とし、そのデータの解釈などにも相当な技術力を必要とする。

以上のことを踏まえて、本研究では目指すべき三次元安定解析式の目標を次の 3 点とするものである。

- 1) 個々のカラム変位（移動）を考慮した安全率が得られる解析式
- 2) 側方拘束圧などを考慮できる合理的な解析式
- 3) 従来手法と同様に簡便な取り扱いが可能な解析式

1 章で述べたように，本研究では，このような問題を解決できるものとして川井[7]が考案し，竹内[6]が発展させてきた **RBSM** で離散化する手法を採用し三次元斜面安定解析システムを実用化レベルに開発することを目指すものである．本解析法を用いることによって，カラム変位を解析的にもとめることができ，かつ **FEM** の場合に必要な変形係数・ポアソン比などを考慮することなく，これまでの極限平衡法の延長上で活用可能となる．

すなわち，本研究で採用すべき手法を整理すると以下のとおりとなる．

- 剛体バネモデル（**Rigid Bodies Spring Model**）に基づく離散化極限解析法を利用する
- **XY** 方向に平行な面をもつ簡単なカラムで構成し解を簡単にする
- 接触面にはペナルティバネを用いることで，力の伝達のみを考える

参考文献

- [1] 八木則男, 榎明潔, 谷田部龍一(1988): 斜面安定と有効応力, 土と基礎 36-6(365), pp.31-35
- [2] 今泉繁良, 山口柏樹, 大橋健二 (1988): 一般分割法による斜面の安定解析, 土と基礎, Vol.36, No.5(364), pp.55-60
- [3] 鵜飼恵三(1987): 簡易 Janbu 法による斜面の 3 次元安定解析, 地すべり, Vol.24, No.3, pp.8-14.
- [4] 鵜飼恵三, 若井明彦, 蔡 飛 (2005): 理想化されたすべり土塊を用いた三次元斜面安定解析法の精度検証: ホフランド法と三次元簡易ヤンプ法の比較, 地すべり Vol.42, No.1, pp.63-68
- [5] 社) 地盤工学会編(2006): 斜面の安定・変形解析入門—基礎から実例まで—, 社団法人地盤工学会, 338p
- [6] 竹内則雄 (1991): 地盤力学における離散化極限解析, 培風館, 208p
- [7] 道路土工協会編(1999): 道路土工 のり面工・斜面安定工指針, 日本道路協会, 470p
- [8] 国土交通省河川局編(2003): 平成 15 年災害手帳, 社団法人全日本建設技術協議会, 567p
- [9] 建設省河川局開発課(1995): 貯水池周辺の地すべり調査と対策, 山海堂, 174p
- [10] 川上浩(1987): 自然斜面の安定性を評価する上での 2, 3 の問題, 土と基礎, Vol.35, No.11 (368), pp.53-8
- [11] 土木学会編 (2000): 土木構造物の耐震設計に関する第 3 次提言と解説 ” 8 章 土に関わる構造物の耐震性能と設計法 ”, 土木学会 土木構造物の耐震設計法に関する特別委員会 報告書, pp.1-44
- [12] 日本地震工学会編(2006): 性能規定型耐震設計 —現状と課題—, 鹿島出版会, 253p
- [13] 土木学会編 (2004): 平成 16 年 新潟県中越地震 社会基盤システムの被害等に関する総合調査「調査結果と緊急提言」 I 報告・提言編 報告書, 土木学会・第二次調査団報告, 40p
- [14] 鉄道総合技術研究所編(1999): 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 丸善株式会社, 467p
- [15] 池田信俊, 堀松崇, 田村尚, 坂井俊介, 渡邊昇(2005): 新潟県中越地震による地すべり防止施設の被災状況, 第 44 回日本地すべり学会研究発表会講演集, pp.37-40
- [16] 濱崎英作, 稲垣裕, 荻野隆 (1997): 三次元安定解析について, 第 36 回日本地すべり学会研究発表会講演集, pp.263-266

[17] 川井忠彦（1991）：離散化極限解析法概論，培風館，164p

第4章 新しい簡易三次元斜面安定解析式(RBSM3D)

4.1 概 要.....	68
4.2 数値解法.....	69
4.2.1 RBSM3Dによるモデル化	69
4.2.2 RBSM3Dの定式化	71
4.2.3 ペナルティバネ (λ) の解析上の意味と取り扱い	75
4.2.4 カラムの重量, 水頭, すべり面面積	75
4.2.5 全体安全率.....	76
4.2.6 解析フロー.....	77
4.3 すべり面定義.....	79
4.4 間隙水圧・水圧の導入.....	81
4.4.1 非水没・水没斜面下での水圧および間隙水圧の導入	81
4.4.2 ダム湛水時の残留水位の考え方	82
4.5 地震力の導入.....	83
4.6 アンカー力の導入.....	84
4.7 トンネル周辺の地すべり.....	87
4.7.1 トンネル周辺における地すべりの不安定化要因	87
4.8 三次元試行球面すべり面法による盛土斜面の安定評価	90
4.8.1 三次元試行球面すべり面法の計算の手順	90
4.8.2 三次元試行球面すべり面法の地震時安定	96
参考文献	98

第4章 新しい簡易三次元斜面安定解析式 (RBSM3D)

4.1 概 要

RBSMは川井[1]によって開発された主として金属材料や地盤の離散化極限解析モデルである。その後、竹内[2]によって岩盤解析用に種々の機能を付加して実用化されてきたモデルで、要素を剛体と仮定しブロック間にバネを設けて要素境界面に蓄えられるエネルギーをもとに剛性行列を誘導して解析するものである。要素境界面上の表面力を扱うことから進行性破壊などが表現でき安定解析などへの応用が可能で、ある意味“高度なすべり安定解析”モデルといえる。本研究では、これらを簡易三次元斜面安定解析に応用するに際し $x \cdot y$ 平面上で x 軸、 y 軸の2方向に分割されたカラムで構成して取り扱うこととし、このカラム側面間に RBSM で用いられるバネを、エネルギー伝達のためのペナルティ関数としてとりこみ扱いを簡単にした。

これは結果的に変形係数などに依存しない Hovland などの現行極限平衡法モデルと同等に扱える解析手法となる。さらに、カラム運動の回転を考えず、並進性に注目することでさらに計算を容易にした。

なお、本研究では Hovland 法、Janbu 法による簡易三次元安定解析と区別するために、今回用いた離散化極限解析のモデルを“RBSM3D”とし、前述の従来法についても Hovland, Bishop3D, Janbu3D と略して説明する。

4.2 数値解法

竹内[2], 濱崎[5]は, カラムを RBSM の三次元要素と考えると要素間に考えられるエネルギーを評価し, 剛性行列を誘導して離散化極限解析を行うことによって, すべり面上の表面力を求め, 全体安全率を導く手法を提案した. これによると個々のカラムの変位ベクトルを求めることができ, 全体の挙動を反映することが可能となる. ここでは, この新手法についての定式化を以下に述べる.

4.2.1 RBSM3D によるモデル化

Hovland 法などの分割法による方法では, 図 4.2.1 に示すように, 三次元斜面を xy 平面のメッシュ状のカラムの集まりで表し, 極限平衡法を適用して各カラムのすべり面上の安全率を求める.

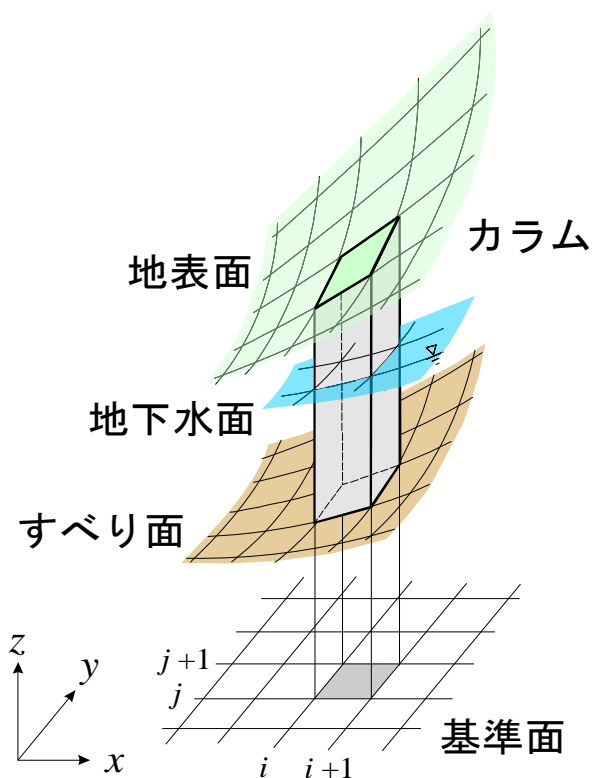


図 4.2.1 分割法におけるカラム

いま, このカラムを RBSM の三次元要素と考えると離散化極限解析を行えば, すべり面上の表面力が求められるため, これを用いて安全率を求めることも可能である. 斜面の変形解析を行うのであれば, 地層や地下水面等を考慮してこのカラムをさらに分割し, 適切な変形係数等の地盤定数を入力する必要がある. しかし, この方法では, 解析時間がかかることはもちろんのこと, 適切な地盤定数や地層状態の調査等の処理のため簡便性が失われ

る. 本研究では分割法と同程度の簡便さで解析を行うことを目的とし, カラムを **RBSM** における 1 つの要素と考え, 図 4.2.2 に示すように x , y , z 方向の 3 自由度のみを考える.

なお, 本論においては地すべり範囲と不動地の境界に形成される四角柱以外のカラムは, 取り扱わないものとする. さらに, **RBSM** では回転自由度を考慮するのが一般的であるが, カラムの並進運動のみとりあげるという考え方から, 回転変位は考慮しない.

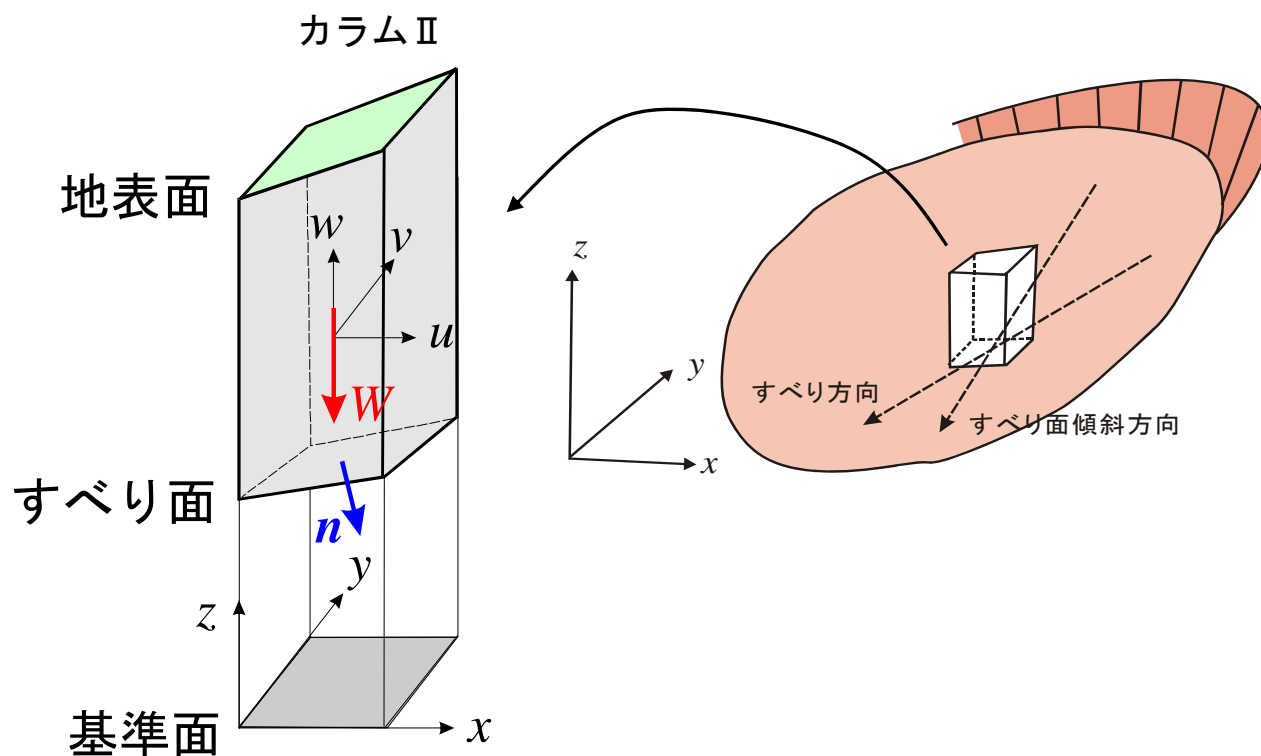


図 4.2.2 カラムとその自由度

4.2.2 RBSM3D の定式化

(1) カラム側面

RBSM3D では、2 要素間の相対変位を用いて、要素間に蓄えられるエネルギーを評価し、剛性行列を誘導する。本手法では、分割法と同じ考え方に基づき要素分割を行うため隣接要素関係は単純になる。

図 4.2.3 は x 方向の隣接要素関係を示した図である。この場合、接触面 A における相対変位 δ は次のように求めることができる。

$$\delta = B_x u \quad (4.2.1)$$

$$\delta = \{ \delta_n \quad \delta_{sx} \quad \delta_{sy} \}^T \quad u = \{ u_I \quad v_I \quad \omega_I \mid u_{II} \quad v_{II} \quad \omega_{II} \}^T$$

$$B_x = \left[\begin{array}{ccc|ccc} -1 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 1 \end{array} \right]$$

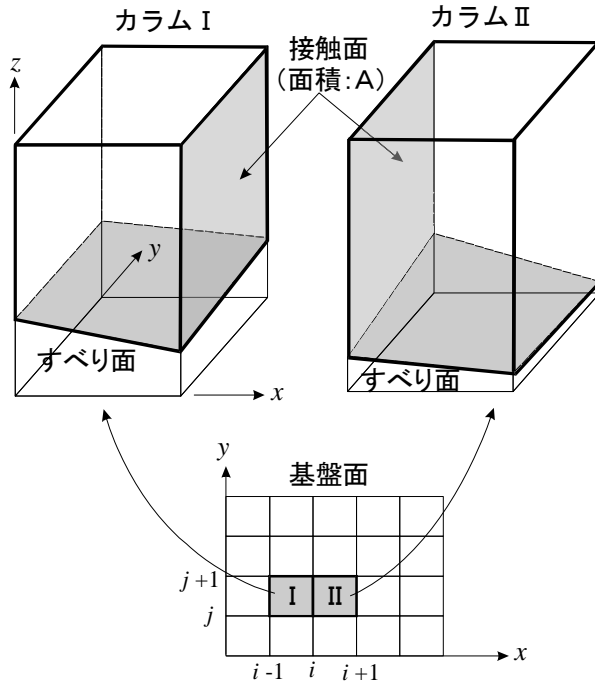


図 4.2.3 カラム間の接触面 (x 方向)

ここで、 u は変位ベクトルであり、 u 、 v 、 ω は x 、 y 、 z 方向の変位成分である。また、下付き添字の I、II は、図 4.2.3 に示すカラムに対応している。

なお、 δ_n 、 δ_{sx} 、 δ_{sy} は、(1)式から明らかなように、接触面での法線方向相対変位とそれに直交する y 方向、 z 方向の相対変位である。

同様にして, 図 4.2.4 に示すような y 方向の隣接要素における相対変位を求める次のようになる.

$$\delta = B_y u$$

$$B_y = \left[\begin{array}{ccc|ccc} 0 & -1 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ -1 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 1 \end{array} \right] \quad (4.2.2)$$

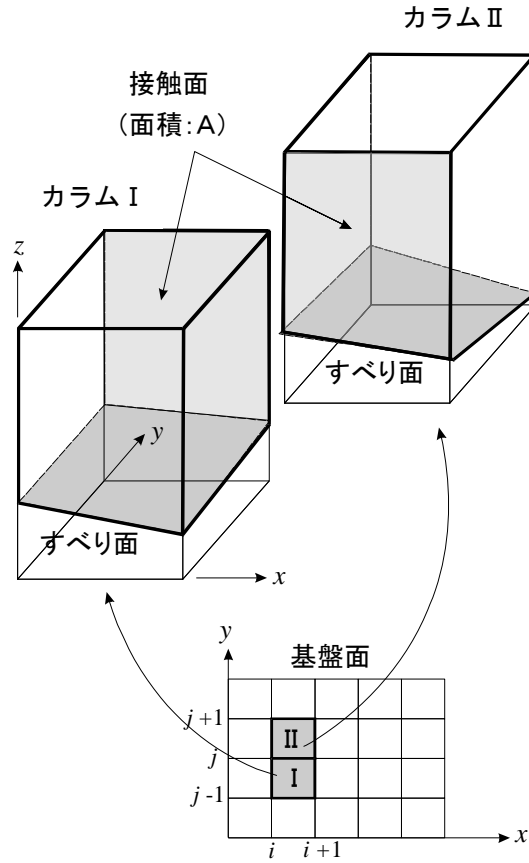


図 4.2.4 カラム間の接触面 (y 方向)

一方, カラム側面間の表面力 σ は, 以下のようにペナルティ関数 λ を用いて求める.

$$\sigma = D_{\text{side}} \delta$$

$$\sigma = \{ \sigma_n \quad \tau_{sx} \quad \tau_{sy} \}^T, \quad D_{\text{side}} = \begin{bmatrix} \lambda & 0 & 0 \\ 0 & \lambda & 0 \\ 0 & 0 & \lambda \end{bmatrix} \quad (4.2.3)$$

ここで、 σ_n はカラム側面の単位面積あたり垂直方向表面力であり τ_{sx} , τ_{sy} はせん断方向の表面力を示す.

したがって、カラム側面に蓄えられるエネルギーは接触面 A において積分し、次のように求められる.

$$V_{\text{side}} = \frac{1}{2} \mathbf{u}^T \int_A \mathbf{B}_x^T \mathbf{D}_{\text{side}} \mathbf{B}_x dAu + \frac{1}{2} \mathbf{u}^T \int_A \mathbf{B}_y^T \mathbf{D}_{\text{side}} \mathbf{B}_y dAu \quad (4.2.4)$$

(2) すべり面

図 4.2.5 に示すように、あるカラムにおけるすべり面が、

$$z = z(x, y) \quad (4.2.5)$$

で与えられものとする. このとき、法線ベクトル \mathbf{n} は次のように表すことができる.

$$\mathbf{n} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{\partial z}{\partial x}\right)^2 + \left(\frac{\partial z}{\partial y}\right)^2}} \left(-\frac{\partial z}{\partial x} \mathbf{i} - \frac{\partial z}{\partial y} \mathbf{j} + \mathbf{k} \right) \quad (4.2.6)$$

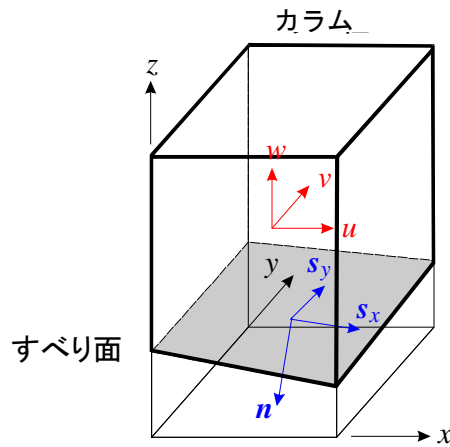


図 4.2.5 すべり面の法線ベクトル

同様に、 x および y 方向の接線ベクトル \mathbf{S}_x , \mathbf{S}_y を求めると次のようになる.

$$\mathbf{S}_x = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{\partial z}{\partial x}\right)^2}} \left(\mathbf{i} + \frac{\partial z}{\partial x} \mathbf{k} \right) \quad (4.2.7)$$

$$\mathbf{S}_y = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{\partial z}{\partial y}\right)^2}} \left(\mathbf{j} + \frac{\partial z}{\partial y} \mathbf{k} \right)$$

ここで、カラムの変位ベクトル \mathbf{u} は、 x , y , z 方向の単位ベクトル \mathbf{i} , \mathbf{j} , \mathbf{k} から、

$$\mathbf{u} = u\mathbf{i} + v\mathbf{j} + w\mathbf{k} \quad (4.2.8)$$

で与えられる．このとき、基盤部の動きはないものと仮定してすべり面上の相対変位 δn , δs_x , δs_y を求めると

$$\delta n = \mathbf{u} \mathbf{n} \quad , \quad \delta s_x = \mathbf{u} \mathbf{S}_x \quad , \quad \delta s_y = \mathbf{u} \mathbf{S}_y \quad (4.2.9)$$

となる．したがって、以下の関係が得られる．

$$\delta = \mathbf{B} \mathbf{u}$$

$$\mathbf{B} = \begin{bmatrix} -\left(\frac{\partial z}{\partial x}\right)/L & -\left(\frac{\partial z}{\partial y}\right)/L & 1/L \\ 1/L_x & 0 & \left(\frac{\partial z}{\partial x}\right)/L_x \\ 0 & 1/L_y & \left(\frac{\partial z}{\partial y}\right)/L_y \end{bmatrix} \quad (4.2.10)$$

$$L = \sqrt{1 + \left(\frac{\partial z}{\partial x}\right)^2 + \left(\frac{\partial z}{\partial y}\right)^2} \quad , \quad L_x = \sqrt{1 + \left(\frac{\partial z}{\partial x}\right)^2} \quad , \quad L_y = \sqrt{1 + \left(\frac{\partial z}{\partial y}\right)^2}$$

いま、すべり面上の相対変位と表面力の関係を

$$\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{D} \boldsymbol{\delta} \quad , \quad \mathbf{D} = \begin{bmatrix} \lambda_n & 0 & 0 \\ 0 & \lambda_{sx} & 0 \\ 0 & 0 & \lambda_{sy} \end{bmatrix} \quad (4.2.11)$$

とすれば、すべり面上(接触面 A)のエネルギーは

$$V_{\text{slip}} = \frac{1}{2} \mathbf{u}^T \int_A \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B} dA \mathbf{u} \quad (4.2.12)$$

と評価される．なお、 \mathbf{D} はペナルティ(λ)のバネ行列である．

以上より、系全体のエネルギーは次のようになる．

$$V = V_{\text{side}} + V_{\text{slip}} \quad (4.2.13)$$

以上の関係から剛性行列を誘導することで、RBSM による三次元離散化解析が可能となる．

4.2.3 ペナルティバネ (λ) の解析上の意味と取り扱い

尚, RBSM 3D におけるペナルティバネ(λ)は, 第2章の式(2.4.33)の D 行列に表される体積変化抵抗バネ K_n および x, y 方向のせん断変形抵抗バネ K_{sx} , K_{sy} などのバネ定数に対応させることが可能である. ただし, それらには式(2.4.38)に示すように通常はヤング係数 E , ポアソン比 ν などの物性値が必要となるものであり, 本解析が目指す”簡便化”には不向きである. しかしながら, 要素境界上での変位の連続性に対し, 前述のバネ定数にペナルティバネを近似的に導入し, 境界面の表面力のみを求めることに役割を限定させれば, 変位量についての物理的な意味をもたなくとも解析上は合理性を保持することが可能となる. ただ, 変位量などについての物理的な意味はないとはいえ, バネ定数が一定と仮定しうれば変位方向と相対的な変位量については機構解析上の意味を持ちうることとなる.

尚, プログラム上は λ の値を一定に扱えば, 解析について基本的には問題はないが, 桁落ちなどの演算処理上の問題をクリアするため, 本論では $\lambda = 1.0$, $\lambda_n = 1.0$, $\lambda_{sx} = 0.5$, $\lambda_{sy} = 0.5$ として解析することにした. 尚, 計算上 λ_n と λ_{sx} , λ_{sy} の比率を変化させても基本的に解に与える影響は桁落ちによるものはあっても軽微である.

4.2.4 カラムの重量, 水頭, すべり面面積

カラムの重量及び水頭高さ, カラム底面の xy 平面上での中心点, すなわち対角辺の中点を結んでできる2線の交点を代表点としてその高さ成分を平均し計算する.

したがって, 四角柱においては図 4.2.6 から下

記のようになる.

- ・カラム地表面標高 (Ht)

$$Ht = \frac{Zt_1 + Zt_2 + Zt_3 + Zt_4}{4} \quad (4.2.14)$$

- ・カラム地下水面標高 (Hw)

$$Hw = \frac{Zw_1 + Zw_2 + Zw_3 + Zw_4}{4} \quad (4.2.15)$$

- ・カラムすべり面標高 (Hb)

$$Hb = \frac{Zb_1 + Zb_2 + Zb_3 + Zb_4}{4} \quad (4.2.16)$$

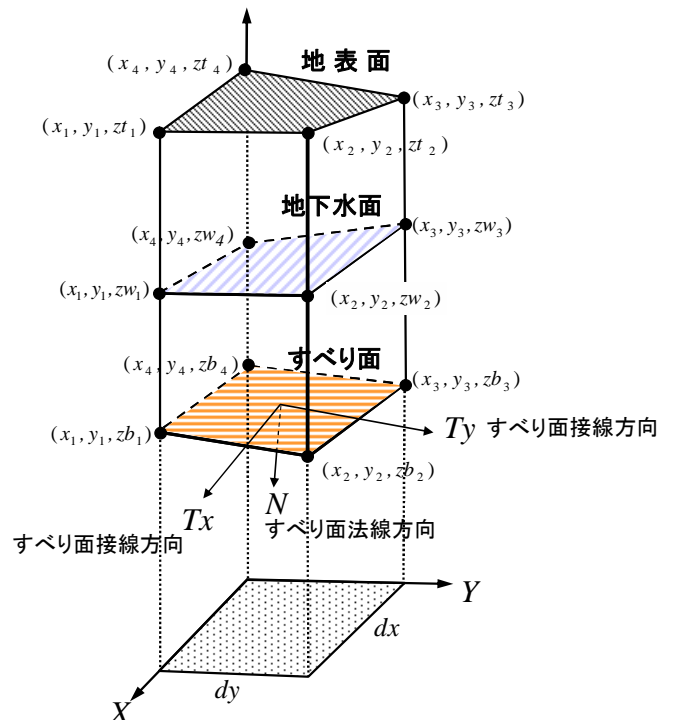


図 4.2.6 カラムの重量(W)と水頭(U)の計算

- ・ カラム重量 (W)

単位体積重量を γ_t とすると

$$W = dx \, dy \, \gamma_t (H_t - H_b) \quad (4.2.17)$$

- ・ カラム中心水頭高さ (U)

$$U = (H_w - H_b) \quad (4.2.18)$$

- ・ すべり面 面積 (A)

$$A = dx \, dy / \cos(Mdip)$$

ここで, $Mdip$ は最大勾配である.

$$Mdip = \cos^{-1}\left(\frac{1}{L}\right)$$

$$L = \sqrt{1 + \left(\frac{\partial z}{\partial x}\right)^2 + \left(\frac{\partial z}{\partial y}\right)^2}$$

本手法では, 間隙水圧を含む水圧について荷重項をセットする際, この水頭高さをもってすべり面及び, カラム側方に対し, 各面の垂直方向に物体力として作用させる. したがって, すべり面上の表面力は, これらの間隙水圧などの作用力をすべて取り込まれた上での結果である.

4.2.5 全体安全率

RBSM3D では, 各カラムのすべり面での法線力(N)と接線力(T_x, T_y)の表面力(図 4.2.6)が求められる. 本解析手法では, この表面力を用いて, 式(4.2.13)の方法で安全率を求める.

$$F_s = \frac{\sum \{\tan \phi \, N + C \, A\}}{\sqrt{(\sum T_x)^2 + (\sum T_y)^2}} = \frac{R}{D} \quad (4.2.19)$$

また, ϕ は地盤の内部摩擦角, C は粘着力 (せん断強度), A はすべり面の面積を表している. 式(4.2.13)の分子 R は, 滑りに抵抗するせん断強度(Resistance Force)を, また分母 D は滑動力(Driving Force)を表している.

4.2.6 解析フロー

以上の定式化をコンピュータによって計算する場合、図 4.2.7 に示すような手順が必要になる。

すなわち、以下のとおりである。

- (1) 地形、すべり面、地下水面について同一の xy 座標上のメッシュを作成し、各メッシュ点の標高値を得る。
- (2) 各メッシュに相当するカラムに対し dx , dy , 質量及び水頭値を求める。
- (3) カラム側面の剛性マトリックスを作成する。
- (4) カラム底面（すべり面）の剛性マトリックスを作成する。
- (5) (3), (4) のでセットされた剛性マトリックスを全体剛性マトリックスへ組み込む。
- (6) 外力項（重量、水圧、地震時水平力等）をセットする。
- (7) 連立方程式により、各カラムの単位表面力及び変位を求める。
- (8) 得られた応力に C , ϕ を設定し各カラムの安全率を求める。
- (9) 全体安全率を求める。

なお、解法の特性から必然的に、地すべりの三次元形状と物体力(外力)に依存し、カラムの変位は、すべり面強度(C , ϕ)が異なっても変位ベクトルは変化しない。一方、安全率は、計算された応力と C , ϕ に依存しており、カラム毎の安全率分布はすべり面強度に関係する。

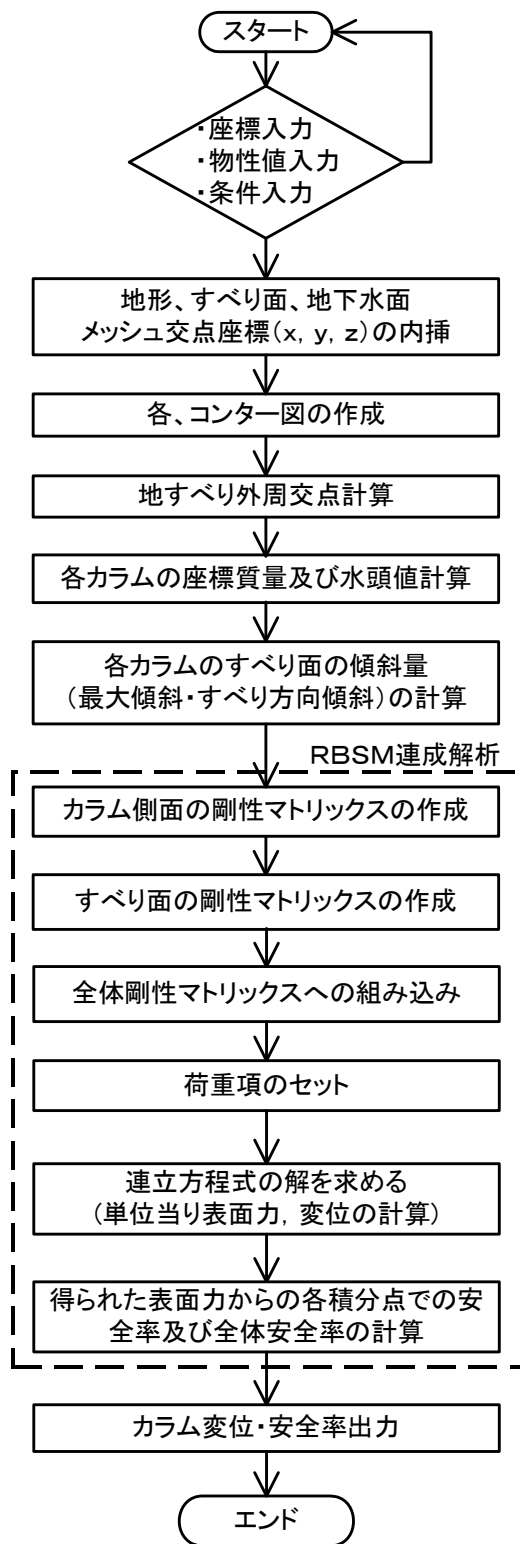


図 4.2.7 簡易三次元斜面安定解析の計算フロー

4.3 すべり面定義

前節(4.2.5)式～(4.2.7)式で述べたように、すべり面の式 $z = z(x, y)$ が求められれば、四角形要素のすべり面を双一次アイソパラメトリック四辺形要素を用いて定義することもできる[4]。図 4.3.1 はこの要素の座標変換の関係を示したもので、自然座標系と物理座標系の間に次の関係が成立している。

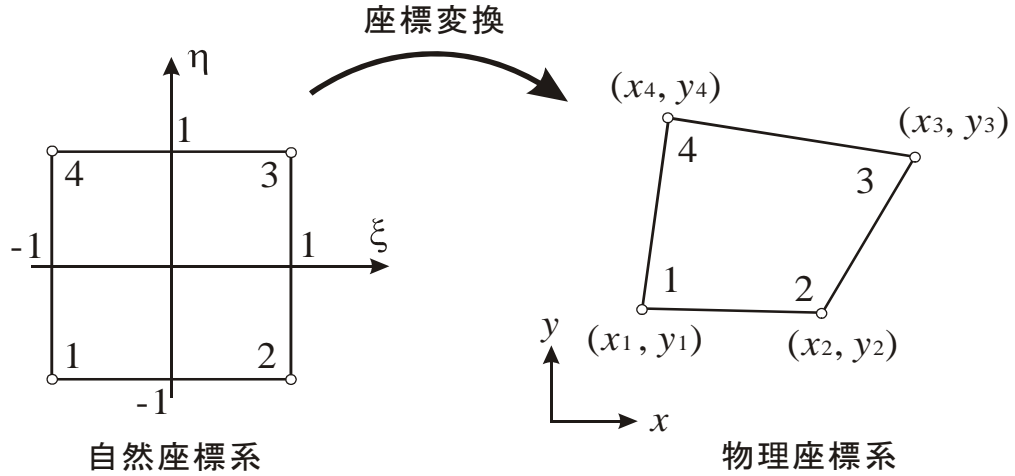


図 4.3.1 双一次アイソパラメトリック四辺形要素

$$x(\xi, \eta) = \sum_{\alpha=1}^4 N_{\alpha}(\xi, \eta) x_{\alpha} \quad , \quad y(\xi, \eta) = \sum_{\alpha=1}^4 N_{\alpha}(\xi, \eta) y_{\alpha} \quad (4.3.1)$$

$$\left. \begin{aligned} N_1(\xi, \eta) &= \frac{1}{4}(1-\xi)(1-\eta) \quad , \quad N_2(\xi, \eta) = \frac{1}{4}(1+\xi)(1-\eta) \\ N_3(\xi, \eta) &= \frac{1}{4}(1+\xi)(1+\eta) \quad , \quad N_4(\xi, \eta) = \frac{1}{4}(1-\xi)(1+\eta) \end{aligned} \right\} \quad (4.3.2)$$

ここで、 N_{α} は形状関数である。アイソパラメトリック要素では座標変換と同じ形状関数を用いて物理量を補間する。

ここでは、物理量として z 座標を考え、(4.3.3) 式のように考えて面を定義する。

$$z(x, y) = z(x(\xi, \eta), y(\xi, \eta)) = \sum_{\alpha=1}^4 N_{\alpha}(\xi, \eta) z_{\alpha} \quad (4.3.3)$$

このとき面傾きは、(4.3.4)式で与えられる。

$$\left\{ \begin{array}{c} \frac{\partial z}{\partial x} \\ \frac{\partial z}{\partial y} \end{array} \right\} = \left[\begin{array}{cc} \frac{\partial \xi}{\partial x} & \frac{\partial \eta}{\partial x} \\ \frac{\partial \xi}{\partial y} & \frac{\partial \eta}{\partial y} \end{array} \right] \left\{ \begin{array}{c} \frac{\partial z}{\partial \xi} \\ \frac{\partial z}{\partial \eta} \end{array} \right\} = J^{-1} \left\{ \begin{array}{c} \frac{\partial z}{\partial \xi} \\ \frac{\partial z}{\partial \eta} \end{array} \right\} \quad (4.3.4)$$

ここで、 J はヤコビアン行列である．この式(4.3.1)～(4.3.4)を式(4.2.6)に代入すれば矩形領域の面の法線ベクトル，面の傾きを求めることができる．したがって，数値積分を用いて積分点毎にすべり勾配を求めることができる．後述するように，積分点を中央1点とすると，自然座標系ではその一点は $(\xi, \eta) = (0, 0)$ となることから，矩形における中点ベクトルで導いた法線ベクトルと一致する[4]．

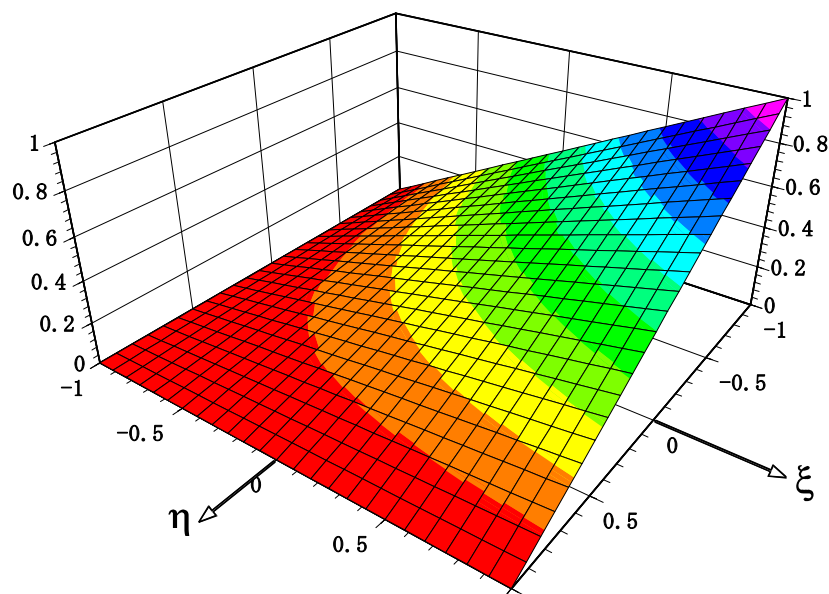


図 4.3.2 形状関数の例[4]

4.4 間隙水圧・水圧の導入

4.4.1 非水没・水没斜面下での水圧および間隙水圧の導入

3.2 項でも述べたように、川上[5]は、分割スライスにおける水圧の取り扱いを詳細に例示し、斜面内の流線網に応じて解析すれば、浸透力を考慮した全ベクトル和（飽和重量法またはフィルダム法）と、浮力を考慮した有効重量と浸透力の和（有効重量法または基準水面法）は基本的に等しいことを示した。しかし、斜面方向に水が急激に流入し湛水面側の水頭が高いような条件では水中重量を求めるための基準水面の設定が容易でなく、有効重量法での解析は困難である。他方、浸透流解析結果などからもとめられた圧力水頭値を直接作用力として導入できる場合などでは、飽和重量法が優位で汎用的である。RBSM 的な手法においては水中重量法の採用も可能ではあるが、飽和重量法で計算する際、自重や他の作用力と同様に物体力としてすべて荷重項にセットすれば良く、扱いに優れている[6]。すなわち、図 4.4.1、図 4.4.2 に示すように、カラムを x 軸、 y 軸に平行に分割する手法においては、飽和重量法を採用するとき物体力である水圧をそれぞれの面の法線方向である y 方向、 x 方向に単純化して作用させることが可能であり、導入は極めて容易となる。

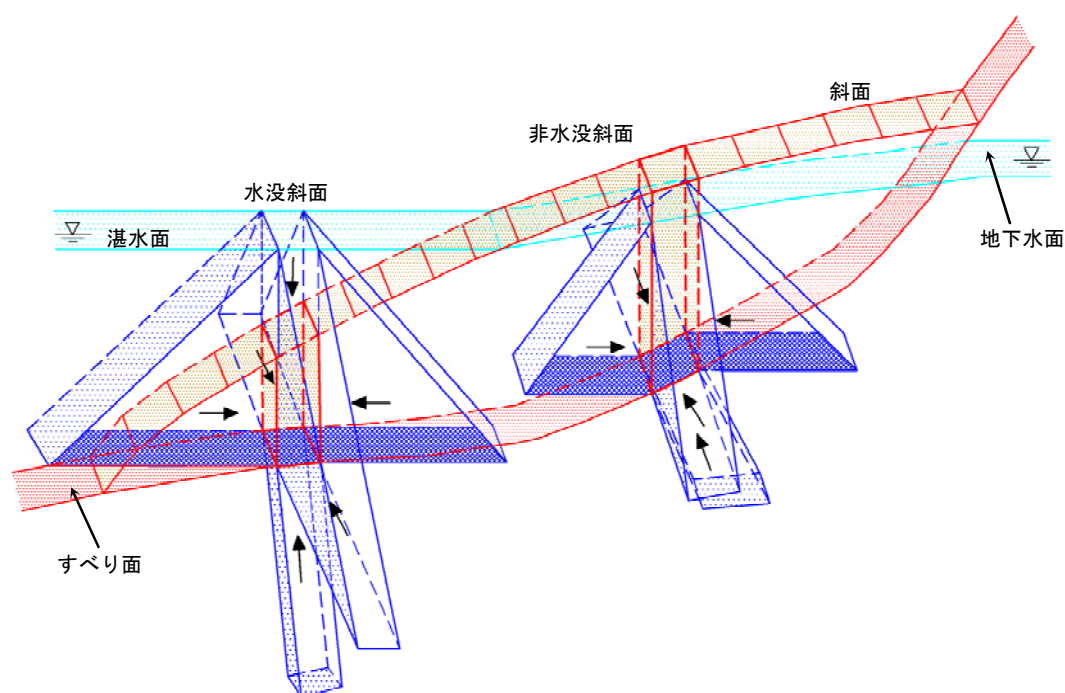


図 4.4.1 カラムにかかる水圧の模式図[7]

4.5 地震力の導入

水圧の導入と同じく、本手法では自重を含めて作用する力はすべて、あらかじめ荷重項にセットされ連成解析が行われる。ここでは、地震力によるカラムに作用する荷重増加分を地震時水平荷重増加(ΔHs)と定義する。一般に、分割法の多くは自重成分に対し、地震の震度係数 Kh を掛け、水平方向の力をすべり面の勾配に沿ってベクトル化し、滑動力と抵抗力に分けて計算される。他方、本手法ではカラム側面が鉛直として定義しているので、側面方向のみに地震時の荷重が作用することは理論的に同じである。ただし、本解析ではあらかじめ地震の作用する方向 θ (y 軸からの偏角) を定める必要がある。結果的にその地震力の方向で計算された最小安全率の方向が導かれる。もし地震力方向があらかじめ不明なときは、一端、地震力を作用させない条件で最小安全率とその方向を求め、その後、その方向に沿って、 X, Y 方向にベクトル成分 $\Delta Hsx, \Delta Hsy$ を分離し荷重をセットするなどで求める必要がある。

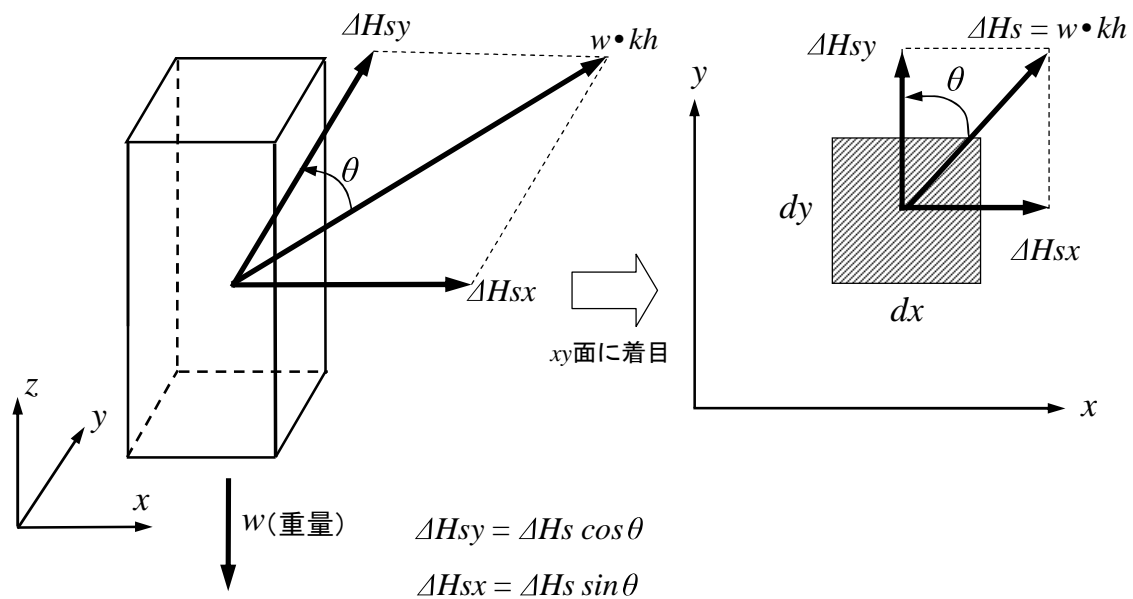


図 4.5.1 地震時水平荷重増加(ΔHs)の作用

4.6 アンカー力の導入

アンカー力 (Ta) の導入に際しては、これまで図 4.6.1 の地すべり概念図に示すように、(b) アンカー定着部において評価するのが一般的であった。すなわち、これは図 4.6.2 に示す、すべり面とアンカーの交角 (θ_j) から、すべり面表面力の増加分として ΔT_j , ΔN_j を計算し、地すべり安定計算に組み入れるものであった。しかしながら、地すべりに対する荷重の伝達を考える場合、アンカーの構造を考慮すると地表部の受圧版を通して地すべり土塊側に伝達させる方が合理的である。実際、FEM 解析の多くでは地表からアンカー力を導入する手法を用いている。したがって、このような RBSM3D の場合でも、コラムへの荷重のセットは (a) 受圧版を通して x , y , z 方向にベクトル分解して導入する方が合理的であろう。

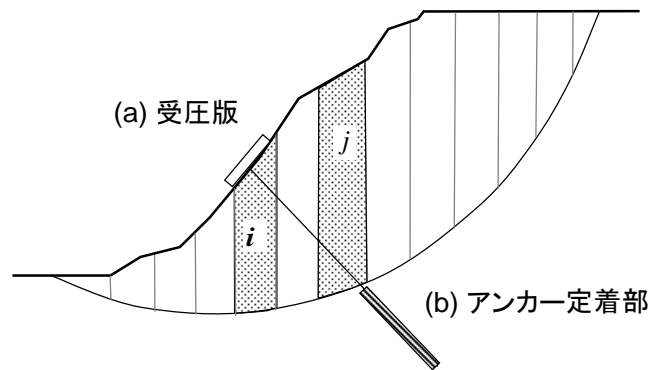


図 4.6.1 従来(簡便スライス法)でのアンカー導入

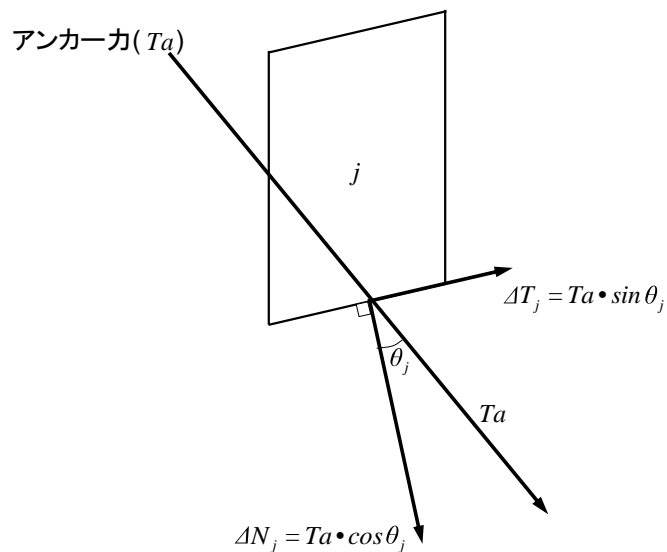


図 4.6.2 (b) アンカー定着部での力の作用状況

すなわち，アンカー荷重（ Ta ）に対して， Z 軸回りの回転角 θ_z と Y 軸回りの回転角 θ_y でアンカーを表す（図 4.6.3）と図 4.6.4（a），（b）からカラムに加えるアンカー荷重の増分は，

$$T_x = Ta \cos\theta_y \cos\theta_z$$

$$T_y = Ta \cos\theta_y \sin\theta_z$$

$$T_z = Ta \sin\theta_y$$

となる．

これをカラム内に x ， y ， z 方向の荷重増分としてセットすれば，全体剛性マトリックスの連立方程式の計算からアンカー力を評価した安定度を求めることが可能となる．

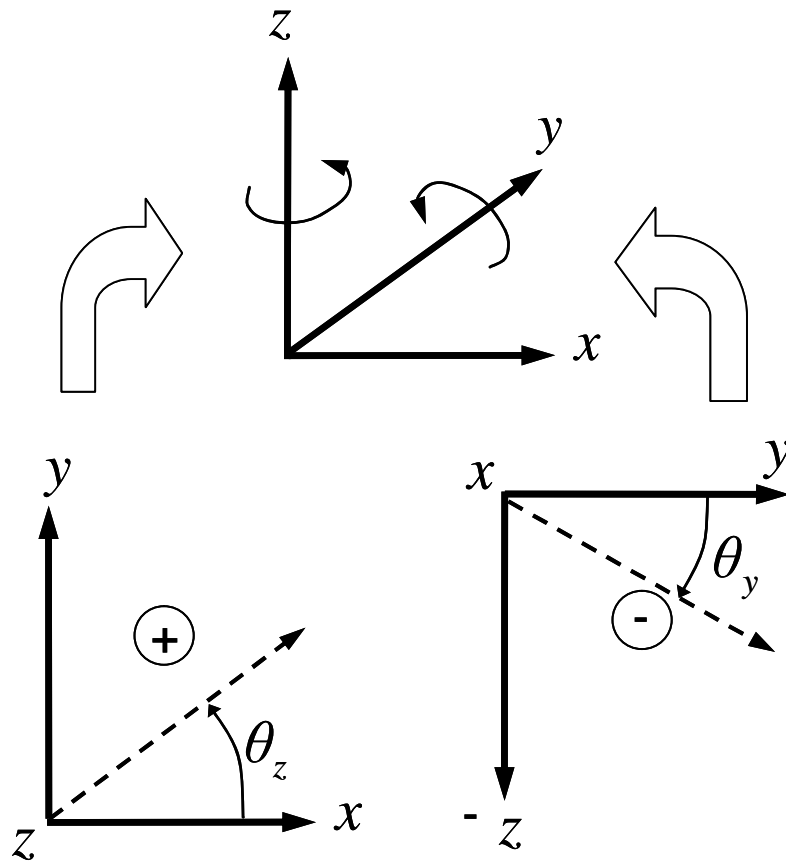


図 4.6.3 Z 軸回りの回転角 θ_z と Y 軸回りの回転角 θ_y

本解析(RBSM3D)で
アンカー力を導く

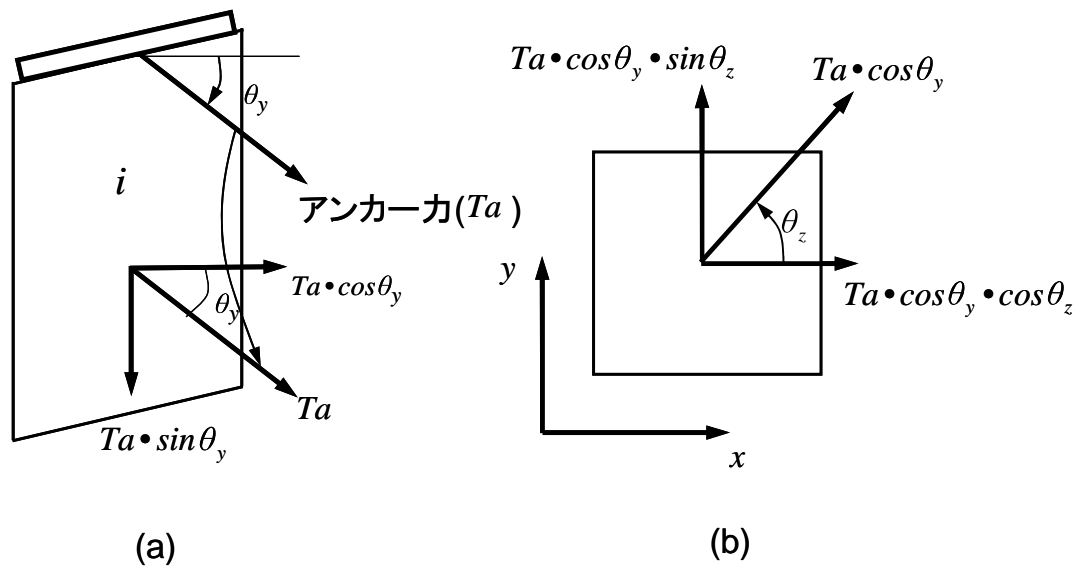


図 4.6.4 受圧版からのアンカー力導入の方法

4.7 トンネル周辺の地すべり

4.7.1 トンネル周辺における地すべりの不安定化要因

地すべり地内やその周辺にトンネルを施工するようなケースで、これまで、地すべりを併発するような事例が多くあった[8][9]。これらについては道路公団による「トンネル坑口周辺の地すべり崩壊に関する研究」に詳しい[10]。

これらにをもとに、対策工指針として設計要領にまとめられているが、基本は地すべり土塊の断面欠損と緩み評価にある。その要諦は以下のとおりである。

- (1) トンネル追加によるトンネル空洞部の地すべり土塊欠損量を考慮して、差し引く。
また、すべり面の粘着力 (C) も、その欠損面積を考慮し、その面積分を削減する。
- (2) トンネルの緩み影響範囲は、トンネル天頂部から掘削幅 (D) の $2D$ 以内とし、図 4.7.1 に示すように緩み角 α は $\alpha = 45^\circ + \phi / 2$ とする。このとき ϕ は地盤の内部摩擦角である。

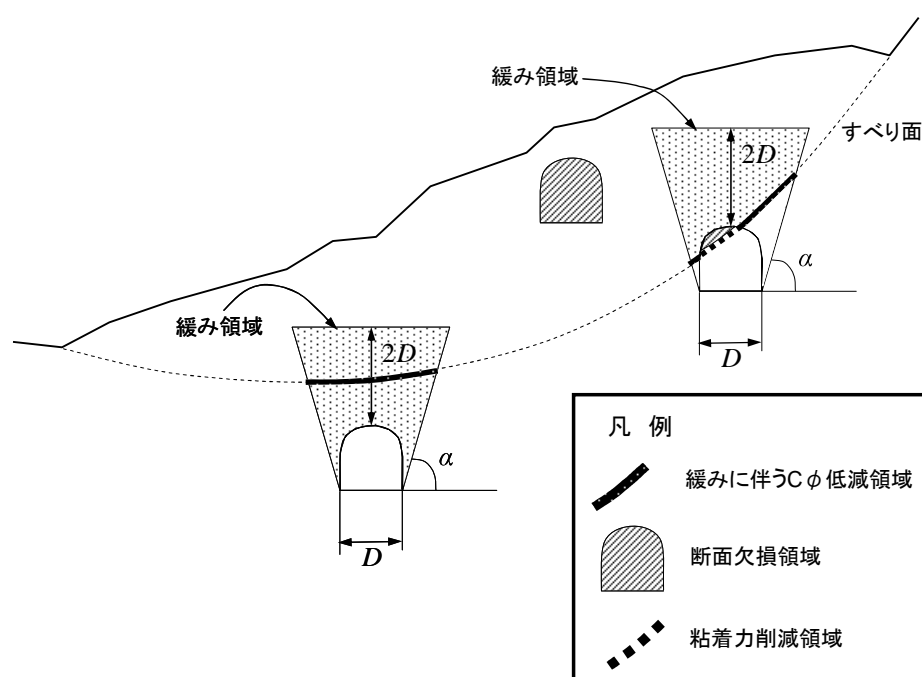


図 4.7.1 トンネル断面欠損及び緩みに伴う C, ϕ の低減領域のモデル図

- (3) 緩み範囲の C, ϕ は、以下の低減率が採用されている。
 - 粘着力 (C) に関する緩み低減量 (βC), $0.4 \sim 0.6$
 - 内部摩擦角度 (ϕ) に関する緩み低減率 ($\beta \phi$), $0.75 \sim 0.85$

なお、原著マニュアル[10]によれば、 ϕ の低減率を直接“ ϕ ”に対するものとして計算されているが、内部摩擦角の本質から見て“ $\tan \phi$ ”に対して低減量を設定することが重要と考えられる。よって、本研究においては、低減量の考え方を“ $\tan \phi$ ”に対して考慮する。したがって、例題を示すと以下のようになる。

例) $C=20\text{kPa}$, $\tan \phi=0.57735$ ($\phi=30^\circ$) で緩み低減量を $\beta C=0.6$, $\beta \phi=0.75$ とするとし、緩み後を C_2 , ϕ_2 とすると、

$$\begin{aligned} \bullet C_2 &= 20 \times (1-0.6) \\ &= 8\text{kPa} \\ \bullet \tan \phi_2 &= 0.57735 \times (1-0.75) \\ &= 0.14434 (\phi_2=8.21^\circ) \end{aligned}$$

となる。

- (4) 領域内のカラム底面(x, y 面)のメッシュ幅 dx, dy に対して、さらに、細分割して、諸量を計算しトンネル欠損部、緩み部評価をおこなう。細分割幅を $\Delta x, \Delta y$ とする。 $\Delta x, \Delta y$ は概ね dx, dy の 5 分の 1 を設定した。このとき $\Delta x, \Delta y$ のメッシュ中心におけるすべり面高さ、トンネル底盤高さ、天端高さ、緩み範囲を内挿計算によって求め、 dx, dy の各メッシュの地すべり抵抗(R)の低減量として積算し、全体量を評価する。

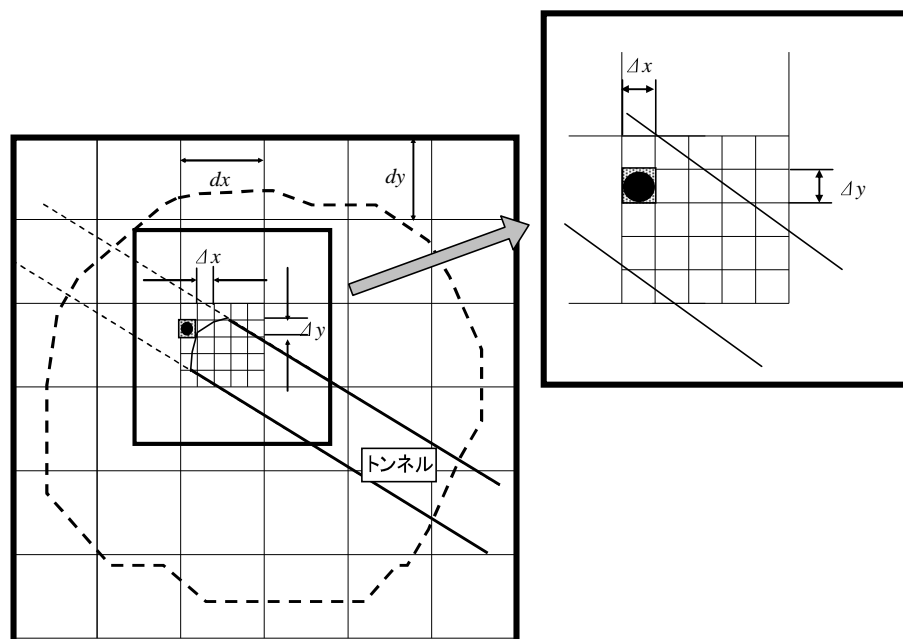


図 4.7.2 メッシュ内での計算方法

図 4.7.3 にトンネル掘削に関わる 1 例として三次元模式図を示す。

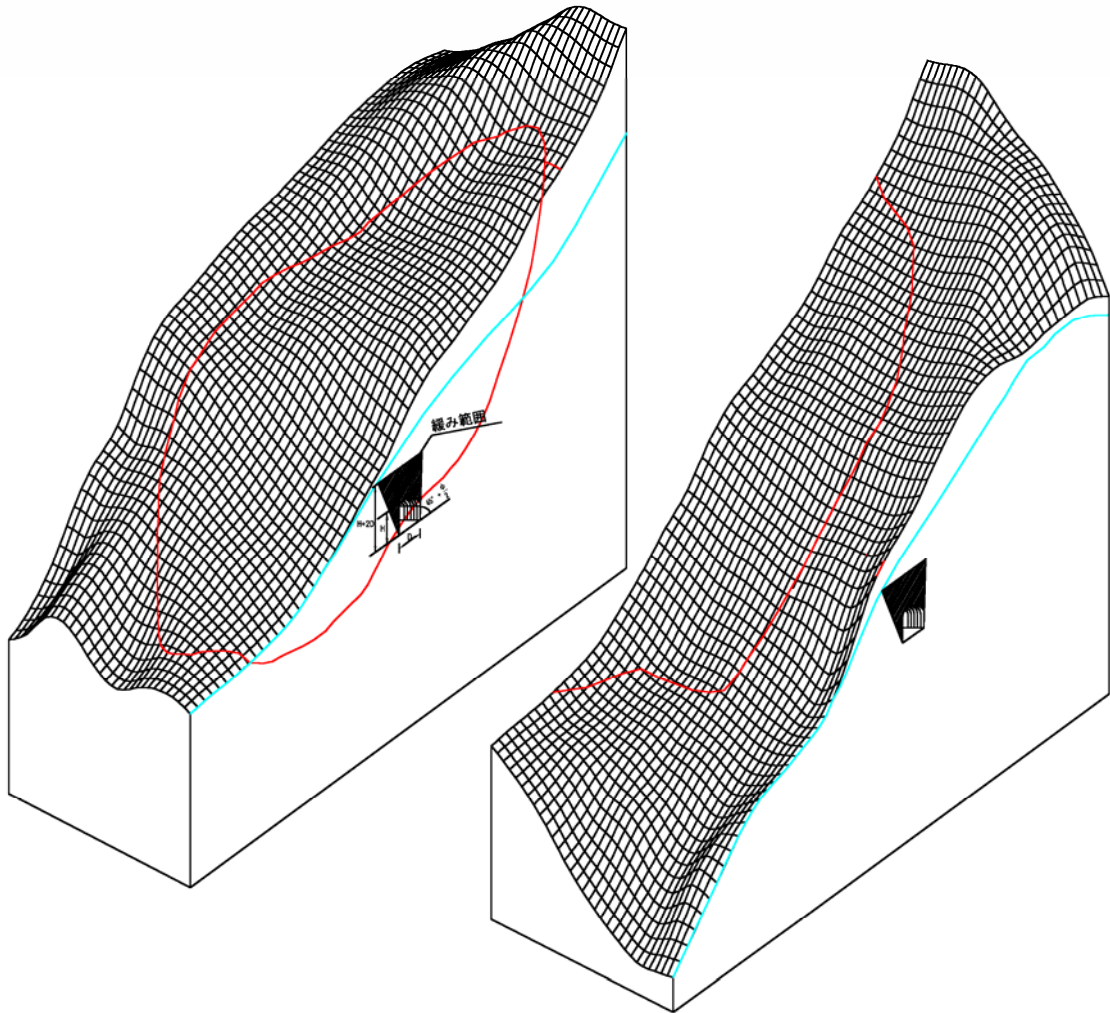


図 4.7.3 トンネルと地すべりの関係を示す三次元模式図例

4.8 三次元試行球面すべり面法による盛土斜面の安定評価

4.8.1 三次元試行球面すべり面法の計算の手順

切土・盛土地山などで斜面の安定度評価を行う場合、二次元においては円弧すべり面を円弧の中心や半径を試行的に変化させて、最も不安定となるすべり面形状を探索する手法が確立している。また、三次元空間斜面の安定解析評価については周らによって、GIS を用いた手法などが提案されている[11]。周らの方法では、ベースとなる解析理論として Hovland を用いており、モンテカルロ法を使って最小安全率となるすべり面を空間試行探索するものである。今回の提案手法[12][13]は周らと同様、三次元空間斜面で安全度評価をするものであるが、人工地盤斜面全域での地すべり・崩壊等の災害ポテンシャルを一様に評価するにはむしろモンテカルロ法は不向きであり、各格子点に対して基本的に同様な試行計算することが望ましい。また、今回用いた RBSM3D では、すべり面が一つの球面上にある斜面ではどの方向にあっても一つの安全率しか存在しない。すなわち、RBSM3D を用いることで移動方向の設定に関しては解析上必要とせず、また側方拘束条件を厳密に取り得ることができる利点がある。図 4.8.1 に今回提案する「三次元試行球面すべり面法」の解析の流れと図 4.8.2、図 4.8.3 にその計算概念図を示す。

本手法では、GIS などを用いて検討すべき造成地盤の XY 平面上を幅 dx , dy で分割し、そのカラム中心に旧地表面高さ（造成前）、新地形面高さ（造成後）の高さを与え、また物性値（単位体積重量、粘着力、内部摩擦角）を与えれば、三次元安定解析を行うことができる。

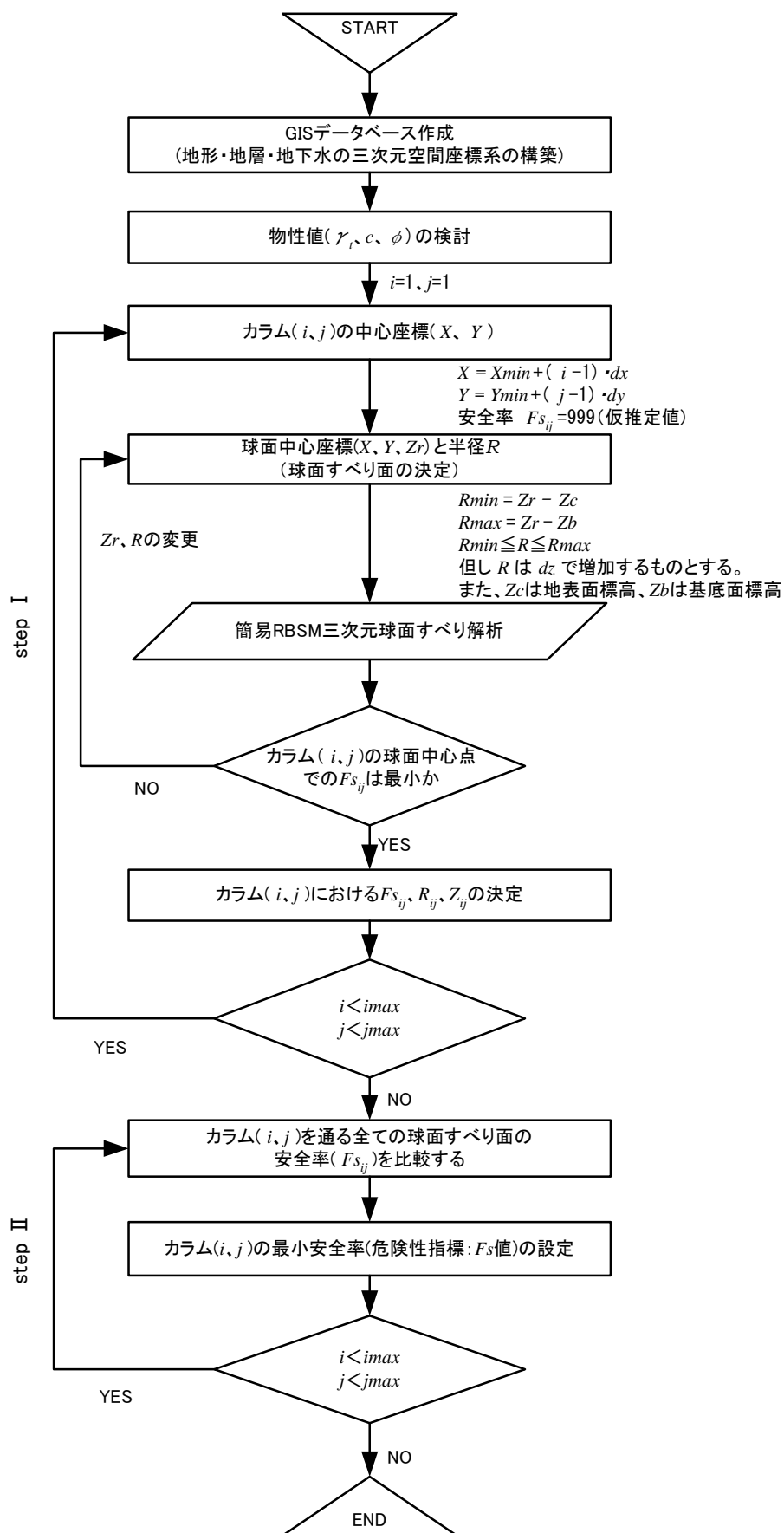


図 4.8.1 三次元試行球面すべり面法の計算フロー[13]

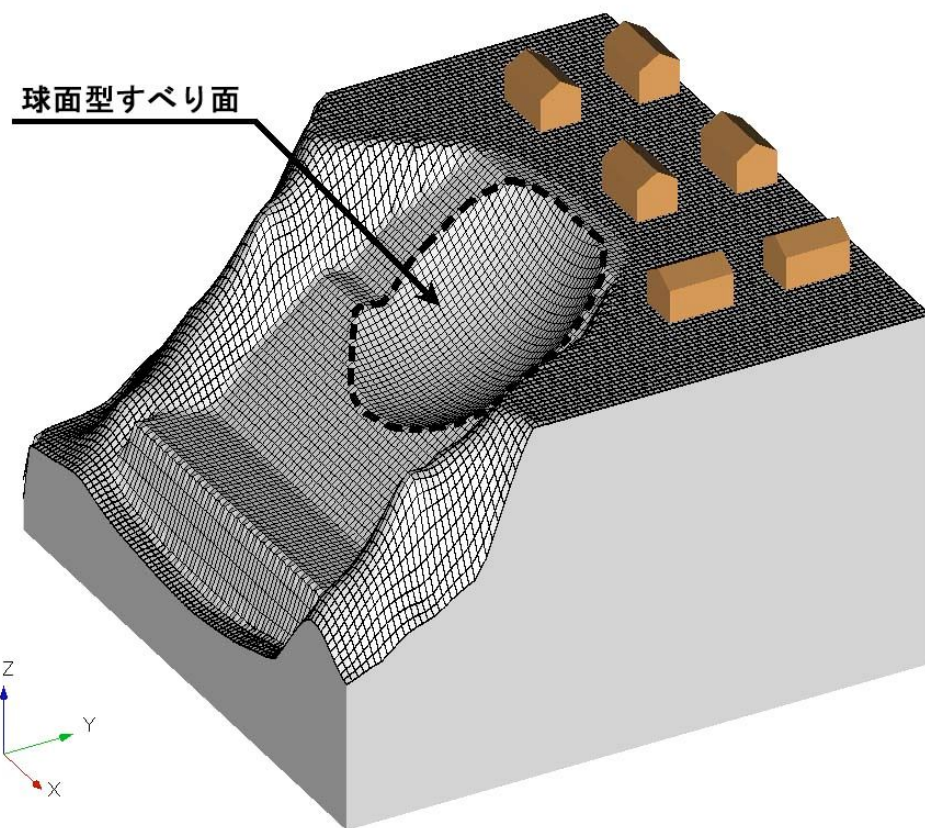


図 4.8.2 三次元試行球面すべり面法のすべり面空間イメージ[13]

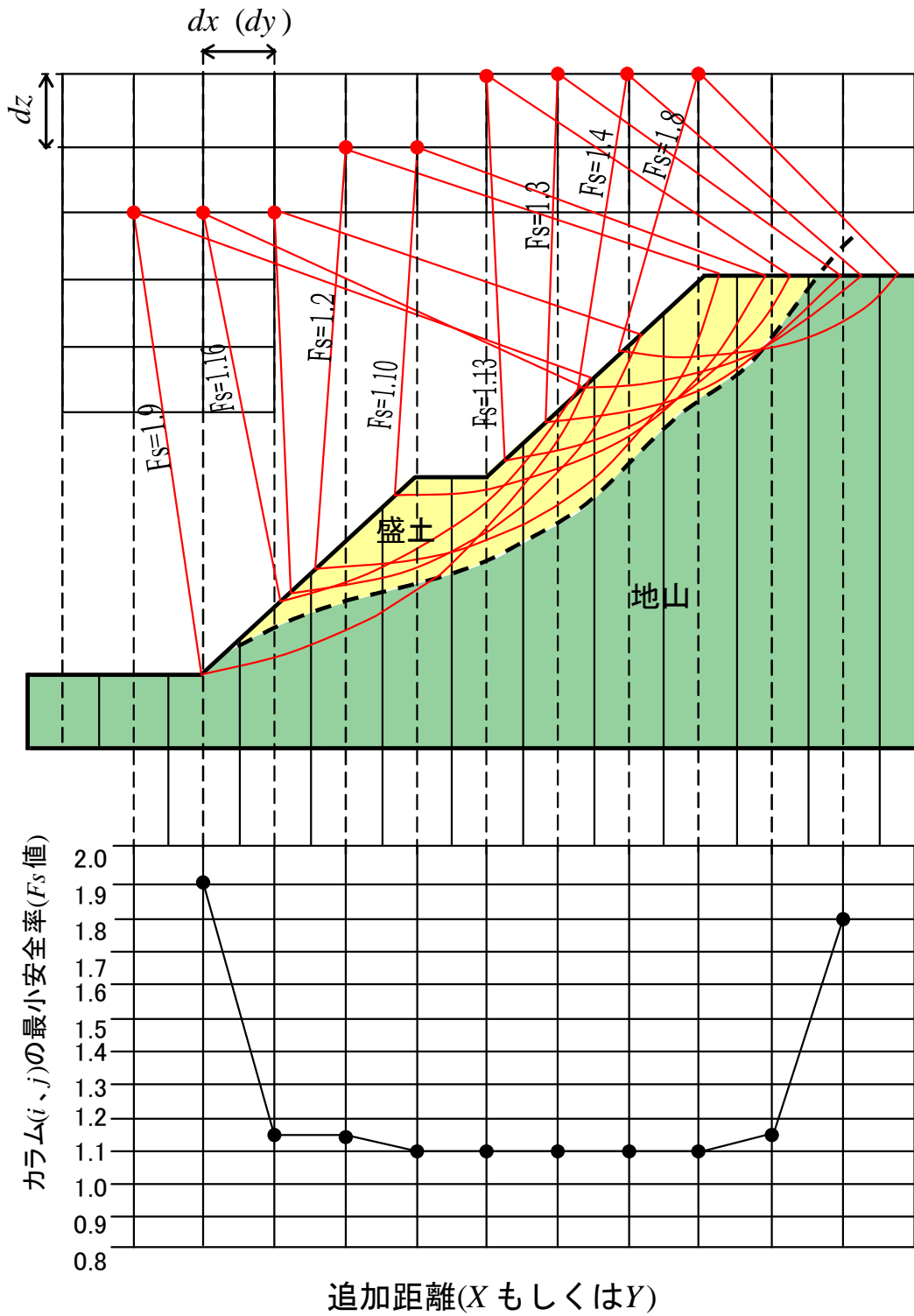


図 4.8.3 三次元試行球面すべり面法の断面での
最小安全率(F_s 値)の求め方概念図[13]

図 4.8.1 のフローに示すように三次元試行球面すべり計算には、大きくわけて二つのステップがある。最初のステップ (step I) は、カラム中心 (X, Y) を通る空間上の球面すべり面の中心座標 (X, Y, Zr) をトライアルし、その最小安全率を求めるものである。なお、Zr は中心座標の高さを示す。また次のステップ (step II) では、それらの球面すべり面が、地盤内を通過する中で最も小さい値を探索し、その値を最終的なカラムの安全率 (ここでは F_s 値) として設定するものである。なお、安全率としての物理的意味は持っているとは言え、想定地震力や物性値の精度などを考慮すれば、 F_s 値 > 1.0 が安定斜面である保障は必ずしもない。したがって、ここで云う F_s 値は安全性指標としてとらえられるべきものと判断する[13]。

1) step I (球面すべりの中心点安全率)

X 方向, Y 方向でそれぞれ, i, j 番目のカラム(i, j)の中心座標を (X, Y) とし、その中心座標における地表面高さを Z_c , 基底面高さを Z_b とする。球面すべり中心座標を (X, Y, Zr) とし、球面の半径を R とすると、任意点 (X_0, Y_0) でのすべり面高さ Z_0 は

$$Z_0 = Z_r - \sqrt{R^2 - a^2 - b^2} \quad \dots\dots\dots(4.8.1)式$$

ここに,

$$a = X - X_0$$

$$b = Y - Y_0$$

また R のとりうる範囲は、次のとおりである。

$$R_{min} \leq R \leq R_{max}$$

$$R_{min} = Z_r - Z_c$$

$$R_{max} = Z_r - Z_b$$

ただし $Z_r > Z_c$

ここで、 R_{min} , R_{max} は、計算すべき球面半径 R の最大値と最小値である。また、 R は R_{min} , R_{max} の間で変化するものとし、 R_{min} を最小として dz ずつ増加するものとする。また Z_r も dz ずつ増加するものとする。カラム(i, j)の中心座標(X, Y)の中で、 Z_r 及び R を試行変化させて得られた最も小さい安全率を $F_{s_{ij}}$ とし、そのときの Z_r と R を Z_{ij} , R_{ij} とする。

2) step II (カラムの安全率)

図 4.8.3 に図 4.8.2 の X 方向もしくは Y 方向での計算の模式的な概念を示す。断面図に示すようにカラムを通る球面すべり面は複数存在しており、周辺のカラム中心座標毎に設定される球面すべりの安全率は一つではない。したがって、その複数存在するすべり面安全率を比較し、その最小値をもってカラムの安全率として設定する。すなわち、step I の球面すべり面の中心座標(X , Y)だけで評価しようとする、すべり範囲外に中心点が存在するなどの不都合が生じることがあり得る。しかしながら、カラム内を確実に通る球面すべり面の安全率を比較することによりこの不都合が生じないばかりでなく、そのカラムの実際的な安全率を設定することが可能である。この結果、最終的に得られるカラム(i , j)の最小安全率を危険度評価に用いる F_s 値として合理的に設定することができる。

図 4.8.4 はこれらの結果を XY 平面上で表した模式図である。

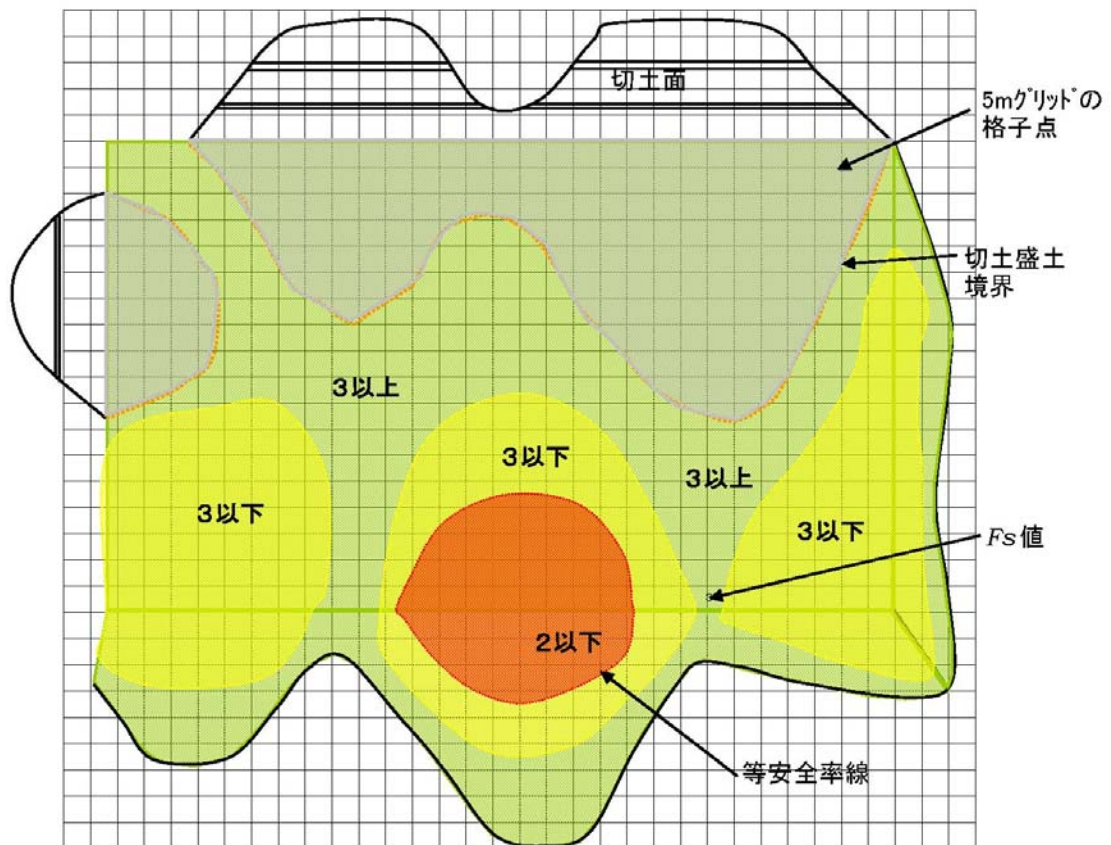


図 4.8.4 XY 平面上での解析結果の表現例(F_s 値分布図)

4.8.2 三次元試行球面すべり面法の地震時安定

人工地盤斜面では地震による被害が最も懸念されるが，このような地震時の斜面安定解析に対し，一般の二次元安定解析では，カラムの自重（ W ）に水平震度（ kh ）を乗じ，法線力，接線力に作用させて解析している．ここで，RBSM3D に対して地震時の安定を導入する場合，三次元の XY 平面の場合図 4.8.5 に示すように各カラムに対し作用する任意方向の水平地震力を Wkh とする．これが Y 軸からみて θ だけ回転している位置において作用するものと仮定すると，図 4.8.5 に示すように地震力が交互に作用するのを表すには①と②の二つの方向で個別に計算する配慮がいる．

すなわち，以下の 2 通りである．

①に対し，

$$X \text{ 方向水平地震力} : KHx = -Wkh \sin\theta$$

$$Y \text{ 方向水平地震力} : KHy = Wkh \cos\theta$$

一方②に対しても，

$$X \text{ 方向水平地震力} : KHx = Wkh \sin\theta$$

$$Y \text{ 方向水平地震力} : KHy = -Wkh \cos\theta$$

(4.8.2)式

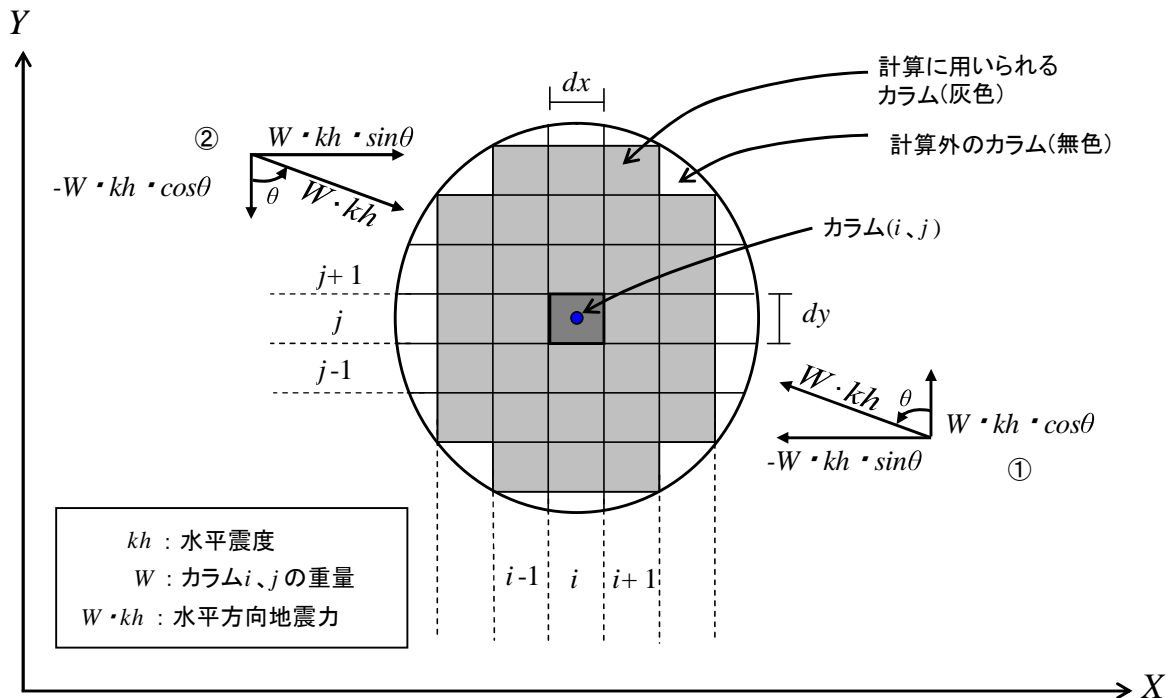


図 4.8.5 カラムに作用させる水平方向地震力

解析に際しては①，②の２ケースについてそれぞれ別途解析し，より低い安全率を採用することとなる．

また，これまでの三次元安定解析が移動方向の仮定によって異なる安全率を与えるのは違い，RBSM3D ではすべり面を与えれば一義的に一つの安全率を決定でき，三次元形状効果，特に滑り方向に対する側方からの力を十分反映することが可能である[12][13]．釜井他[14][15]によれば盛土側面の抵抗条件がすべり発生において非常に重要なファクターであることが指摘されており，側方力を十分に発揮するアルゴリズムの導入は不可欠であるが，本手法はこのような三次元形状による拘束効果を十分に考慮できるものである．なお，試行球面すべり計算での高速化を図るため，計算に用いるカラムは交点座標において地表面が全てすべり面標高より高いものだけを採用して計算することとする．

参考文献

- [1] 川井忠彦 (1991) : 離散化極限解析法概論, 培風館, 164p
- [2] 竹内則雄 (1991) : 地盤力学における離散化極限解析, 培風館, 208p
- [3] 濱崎英作, 竹内則雄, 大西有三(2006) : 三次元斜面安定問題に対する簡易離散化極限解析法の開発, 地すべり, Vol.42, No.5, pp.9-17
- [4] 濱崎英作, 竹内則雄, 草深守人(2003) : すべり面を有限要素で近似した3次元斜面安定解析, 第38回地盤工学会研究発表会講演集, CD-ROM
- [5] 川上浩(1987) : 自然斜面の安定性を評価する上での2, 3の問題, 土と基礎, Vol.35, No.11(368), pp.53-8
- [6] 濱崎英作, 竹内則雄, 草深守人, 大西有三, 西山哲(2004) : 有限要素を用いた3次元簡易斜面安定解析によるダム湛水池斜面の解析, 計算工学会講演論文集, Vol.9, C-1-4, CD-ROM
- [7] 建設省河川局開発課(1995) : 貯水池周辺の地すべり調査と対策, 山海堂, 174p
- [8] 板垣治 (1981) : トンネル坑口周辺の地すべり対策(1), トンネルと地下, vol.12, no.10, pp.37-43
- [9] 板垣治 (1982) : トンネル坑口周辺の地すべり対策(2), トンネルと地下, vol.13, no.1, pp.47-55
- [10] 日本道路公団(1983) : 設計要領第一集(土工編), pp.265-267
- [11] 周 国伝, 江崎哲郎, 謝 謨文, 三谷泰浩 (2002) : GISとモンテカルロ法を用いた新しい三次元空間斜面安定解析方法の提案, 土と基礎, vol.50, No.5, pp.23-25
- [12] 濱崎英作, 宮城豊彦, 林一成, 竹内則雄, 大西有三, 他(2005) : RBSM簡易三次元による試行球面すべり面法を用いた人工地盤斜面の危険度評価, 第44回日本地すべり学会研究発表講演集, pp.433-436
- [13] 濱崎英作, 宮城豊彦, 竹内則雄, 大西有三(2007) : 簡易RBSM三次元試行球面すべり面法を用いた造成地盛土斜面の地震被害評価法, 地すべり, Vol.43, No.5, pp.1-8
- [14] 釜井俊孝, 守随治雄, 笠原亮一, 小林慶之(2004) : 地震時における大規模宅地盛土斜面の不安定化予測, 地すべり, Vol.40, No.5, pp.29-39
- [15] 釜井俊孝, 守随治雄(2002) : 斜面防災都市, 理工図書, 200p

第5章 新簡易三次元斜面安定解析式（RBSM3D）の適用性検討

5.1 地すべり三次元形状における拘束圧の研究	99
5.1.1 地すべり形状の実態統計	99
5.1.2 地すべり形状比に関わる拘束圧の影響	102
5.2 地すべり三次元形状の違いにおける切土効果に対する感度解析	109
5.2.1 研究目的途方法	109
5.2.2 三次元モデル化	109
5.2.3 モデル形状での解析結果	113
5.2.4 切土効果による感度分析	115
5.3 湛水地すべりのダム湛水水面変化の影響	118
5.3.1 球面体モデルによる感度分析	118
参考文献	124

第5章 新簡易三次元斜面安定解析式（RBSM3D）の適用性検討

5.1 地すべり三次元形状における拘束圧の研究

5.1.1 地すべり形状の実態統計

地すべりの形状については、一般的に幅と長さ、深さに関係があることは経験的に知られている。例えば、旧建設省土木研究所[1]が過去に実施した地すべり実態統計調査の結果からは、地すべりの層厚は幅の $1/5 \sim 1/14$ の間にそのほとんどが網羅されていることが分かった（図 5.1.1）。また、平均的に見ると粘質土地すべりと風化岩～岩盤地すべりでは幅の $1/10$ に近く、他方、崩積土地すべりでは、幅の $1/7$ に近い結果となっている。

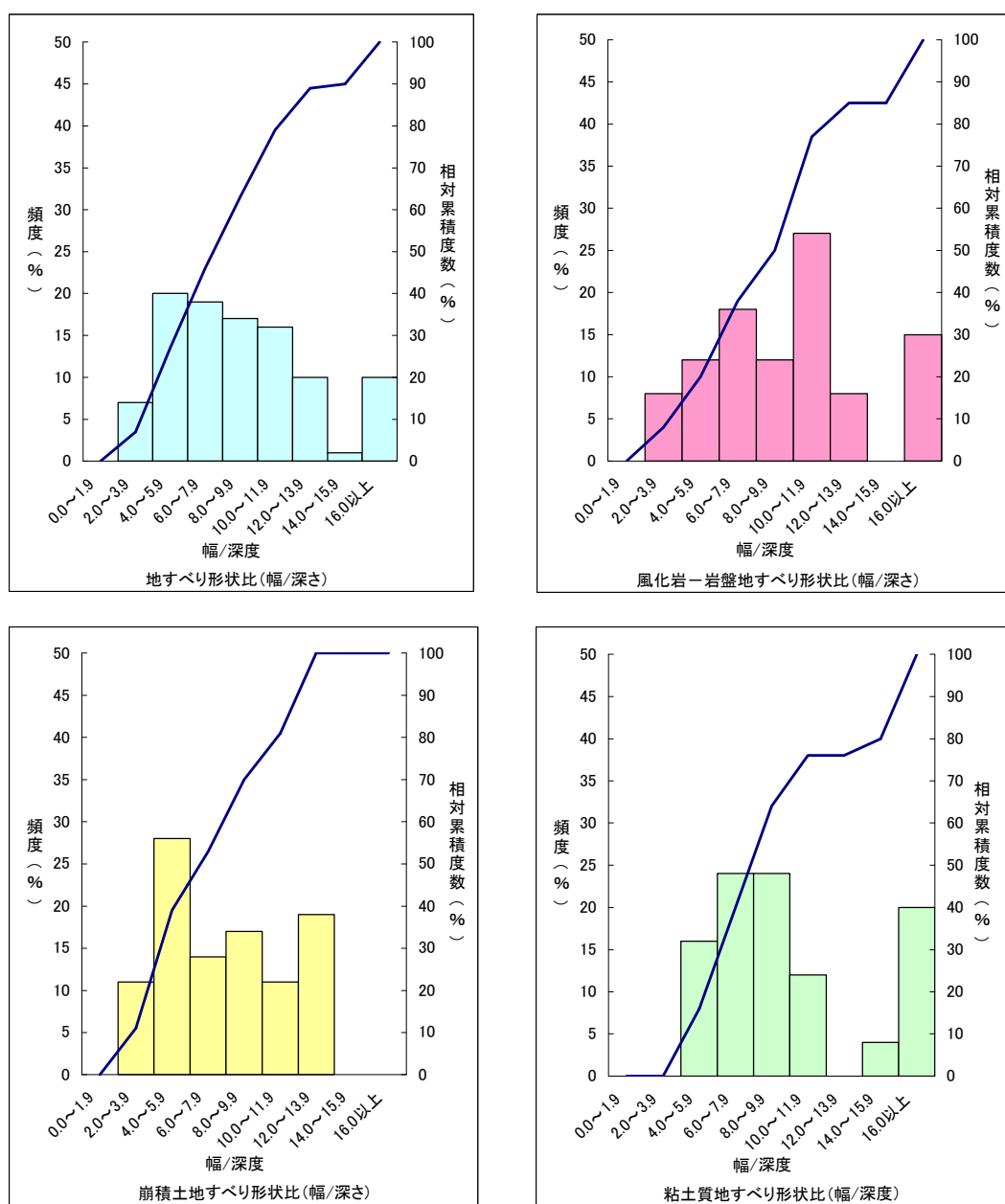


図 5.1.1 幅／深さの地すべり形状比（建設省土木研究所資料，1976）[1]

ここで、図 5.1.1 で定義される地すべり幅 (W) と長さ (L)、深さ (d) の関係は図 5.1.2 のとおりである。

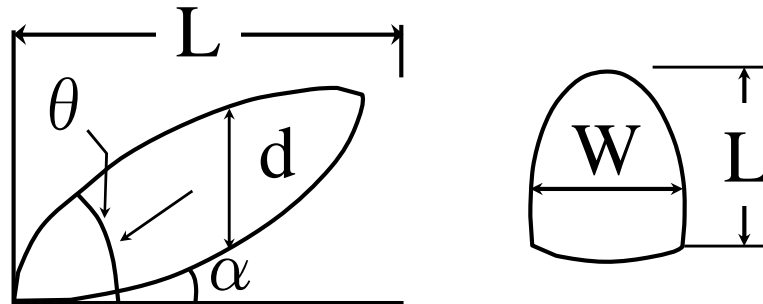


図 5.1.2 地すべり形状の関係図[1]

一方、渡[2]によれば、経験的には地質別に見ると新第三紀層で $1/8 \sim 1/9$ 、中生代層で $1/7 \sim 1/11$ であると述べており土木研究所の実態統計調査と概ね整合している(表 5.1.1)。

表 5.1.1 地すべり規模の平均値 (渡, 1995) [2]

新 第 三 紀 層	W(m)	L(m)	$\theta (^{\circ})$	d(m)	A(ha)	$\alpha (^{\circ})$
平 均 値	202	334	14	18.3	9.3	13
最大値から20%の値	262	433	19.8	28.5	10.0	21.4
最小値から20%の値	87	124	8.2	10.4	1.5	7.6
相対累積頻度数50%の値	90	190	11	12.5	2.5	12
中 古 生 層	W(m)	L(m)	$\theta (^{\circ})$	d(m)	A(ha)	$\alpha (^{\circ})$
平 均 値	182	357	19	18.6	7.4	19
最大値から20%の値	289	545	25.4	26.0	17.7	28.3
最小値から20%の値	91	150	13.4	13.1	1.2	12.2
相対累積頻度数50%の値	120	230	17	16	2.3	17.5

(表 5.1.1 中の定義は図 5.1.2 に従う)

最近では、福本[3]が新潟県の地すべり 452 箇所の運動実態統計をとりまとめている。それによると地すべりの移動斜面長と地すべり面深度、移動斜面幅と地すべり面深度の関係は散布図 (図 5.1.3) からみて、すべり面深度／移動斜面長の比は $1/6 \sim 1/20$ (平均約 $1/10$)、すべり面深度／移動幅の比は $1/4 \sim 1/12$ (平均約 $1/7$) で、これまでの実態統計調査と概ね同じである。これらについては、何らかの力学的な理由から地すべり形状比に普遍性が生じているといえると考えられる。5.2.1 以降、この物理的意味を RBSM3D の感度分析で明らかにする。

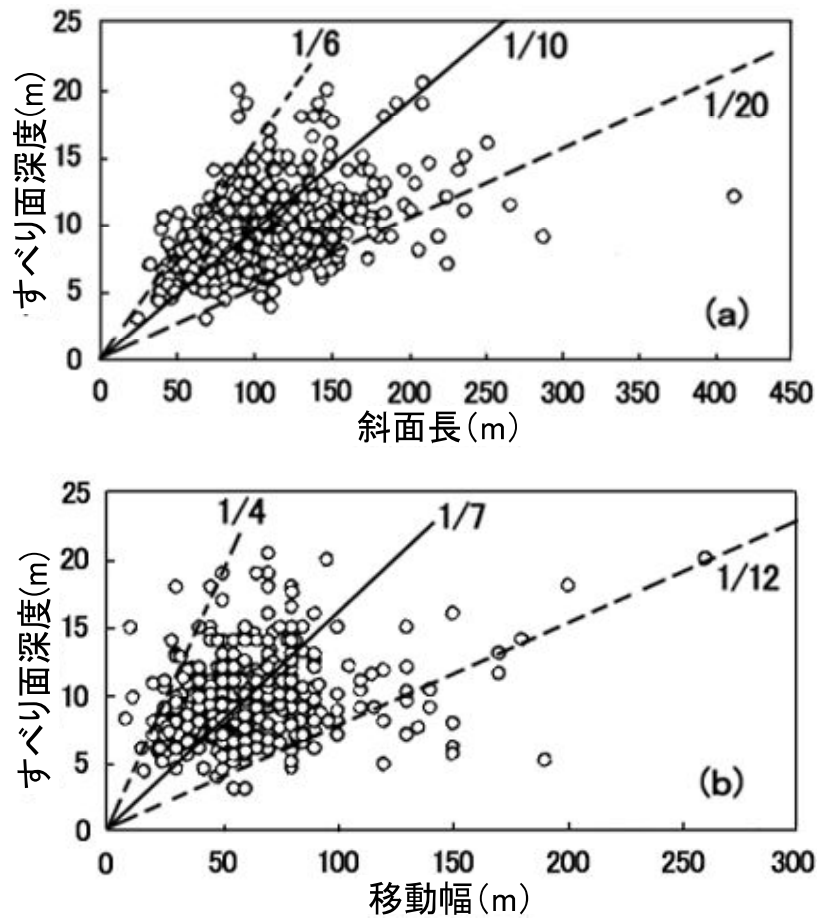


図 5.1.3 移動斜面長・斜面幅と地すべり面深度の関係 ([3]に加筆)

5.1.2 地すべり形状比に関わる拘束圧の影響

これまで 5.1.1 で示された地すべり形状比の普遍性に関する理論的研究はなかった。この検証のため、本研究では RBSM3D を用いて解析を試みた[5]。当モデルはカラムの相互の変位をエネルギー的に評価し拘束効果を適正に反映しうる手法で、検証には効果的手法である。なお、従来、形状拘束効果を反映できると言われている Janbu3D[4]、カラムの相互変位に関係なく解析される Hovland の 2 手法でも比較のため同一条件で解析した。

(1) 解析条件

解析条件として、図 5.1.4、図 5.1.5 に示す立体モデル a, b の 2 つを設定した。また、その縦横断関係を図 5.1.6 に示す。モデル a は、側方のみでなく通常の地すべりのように頭部が急で、末端が緩やかな形状をもつが、モデル b では頭部と末端でのすべり面の変化はなく一様の単一斜面である。これは、側方拘束分を明確にすることを目的とするためである。ここでは、一様部の斜面勾配を $\tan\theta=0.3(\theta=16.7^\circ)$ と想定し、表 5.1.2 のケース 1～5 について実施した。また、内部摩擦角 ϕ による違いについても検証するため解析モデルを同じとしたケース 1、ケース 2 にそれぞれ $\phi=20^\circ, \phi=10^\circ$ を設定してその違いをみた。さらに、地すべり層厚(d)による感度解析として、ケース 1, 3, 4 でそれぞれ層厚 12m, 27m, 54m の 3 モデルを設定した。解析に当たりケース 1, 2, 5 は格子幅 dx, dy を 2.5m とし、ケース 3 は 5.0m, ケース 4 は 10.0m とした。なお、図 5.1.6 に示すすべり面底面の $W2$ は $W2=W-2\cdot dx$ で計算した。さらに、当手法による拘束条件を直接把握する手法としてモデル b, ケース 5 における地すべり中心の右側(i, j)=(29, 22)に位置したカラムの X 方向単位 m^2 当たり仕事量を、X 方向カラム変位量と X 方向表面力の積によって求めた(図 5.1.7)。ここで、 i, j はそれぞれ X 方向、Y 方向のカラム順位である。

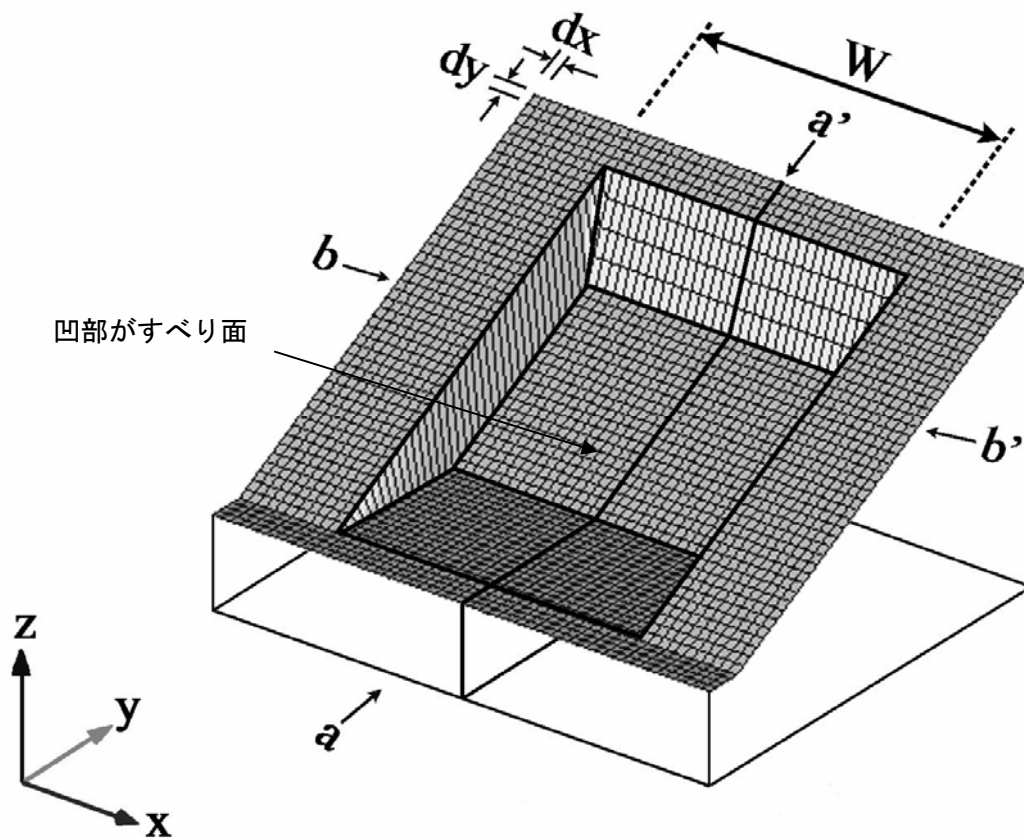


図 5.1.4 計算モデル 概念図 (モデル a)[5]

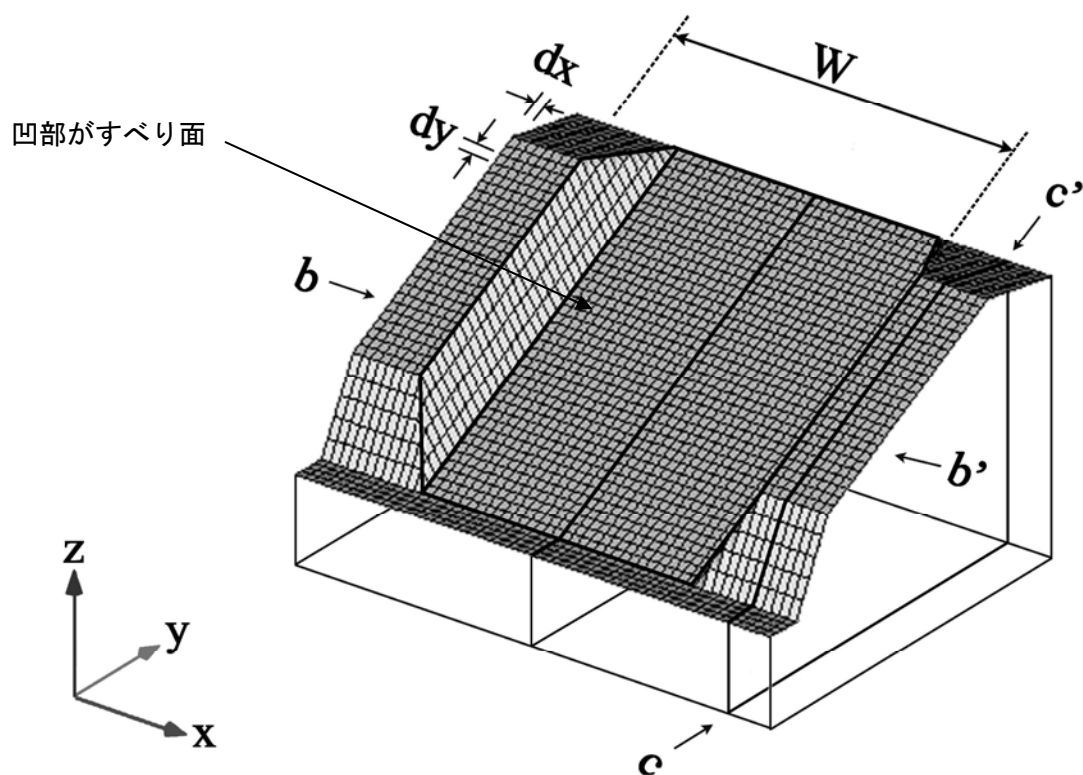


図 5.1.5 計算モデル 概念図 (モデル b)[5]

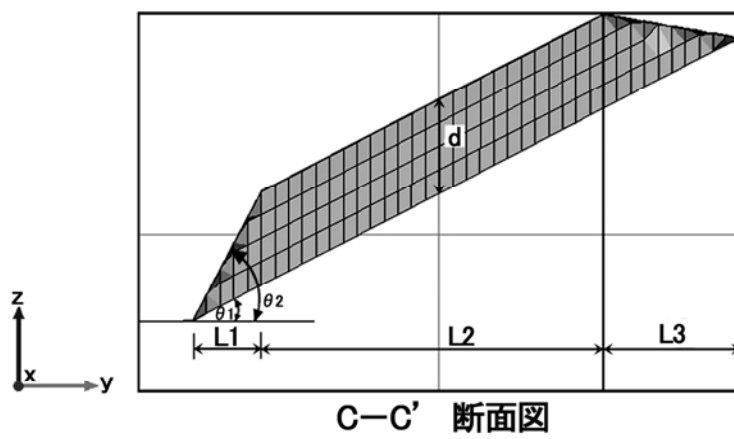
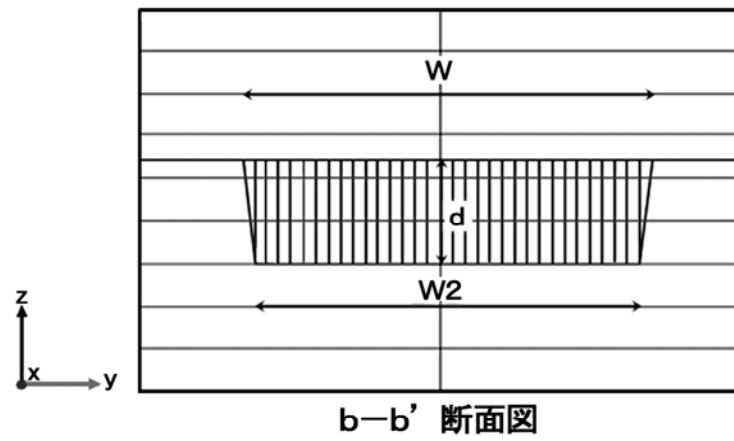
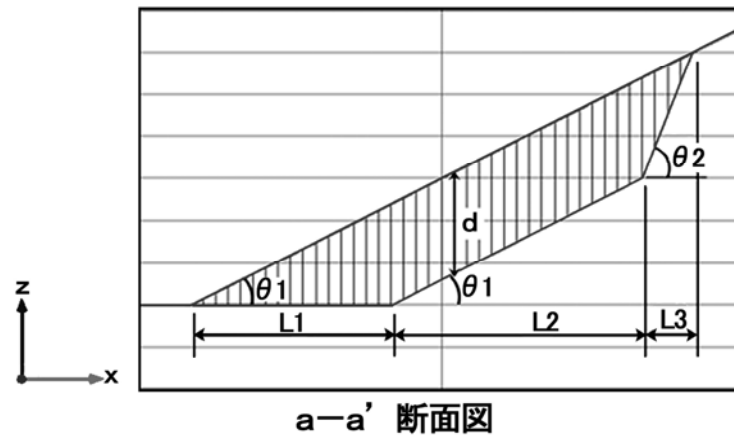


図 5.1.6 計算モデル縦横断面図[5]

表 5.1.2 モデル計算ケース[5]

ケース	モデル	C	ϕ	γt	W	Tan $\theta 1$	Tan $\theta 2$	L1	L2	L3	d
		kPa	°	kN/m ³	m	—	—	m	m	m	m
1	a	10	20	18	20 ~ 130	0.3	1.5	40	50	10	12
2	a	10	10	18	20 ~ 130	0.3	1.5	40	50	10	12
3	a	10	20	18	20 ~ 190	0.3	1.5	90	100	11.25	27
4	a	10	20	18	40 ~ 520	0.3	1.5	180	210	45	54
5	b	10	20	18	30 ~ 120	0.3	1.9	12.5	75	25	20

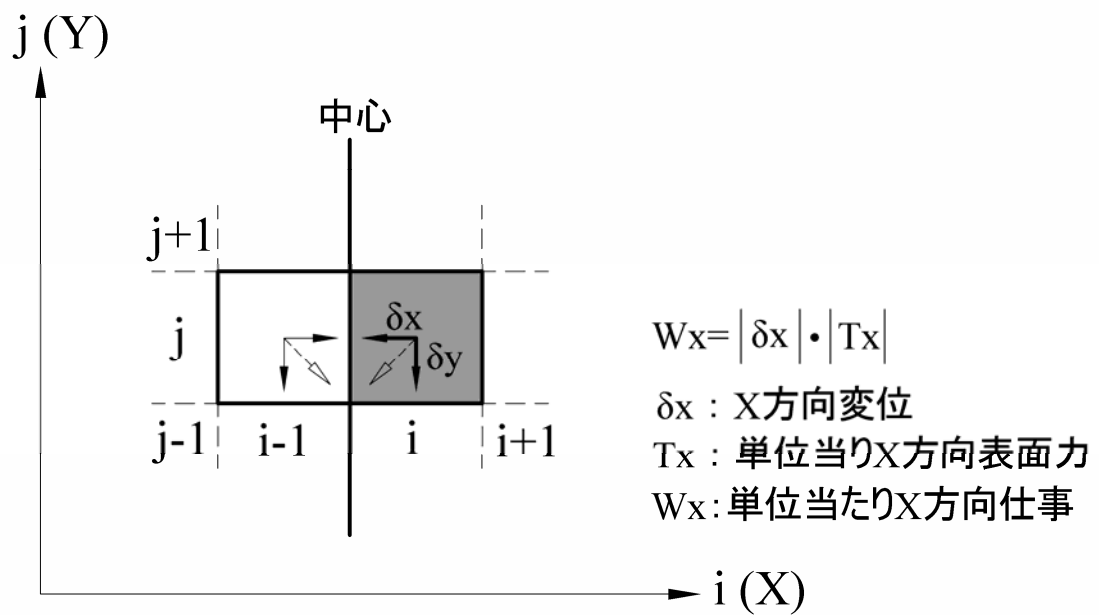


図 5.1.7 カラムにおける X 方向の単位当たり仕事[5]

(2) 解析結果

図 5.1.8 に RBSM3D の安全率を RBSM とし, Janbu3D 法による安全率を Janbu, Hovland 法による安全率を Hovland とし、各ケースについて縦軸に安全率(F_s), 横軸に w/d 比で整理した。また, 図 5.1.9 には, 前述したように, モデル b を用いケース 5 の RBSM3D による安全率と地すべり領域の中心付近カラム $i=29, j=22$ での X 方向仕事との関係を示す。以上の解析結果から, 以下の特性が明らかとなった。

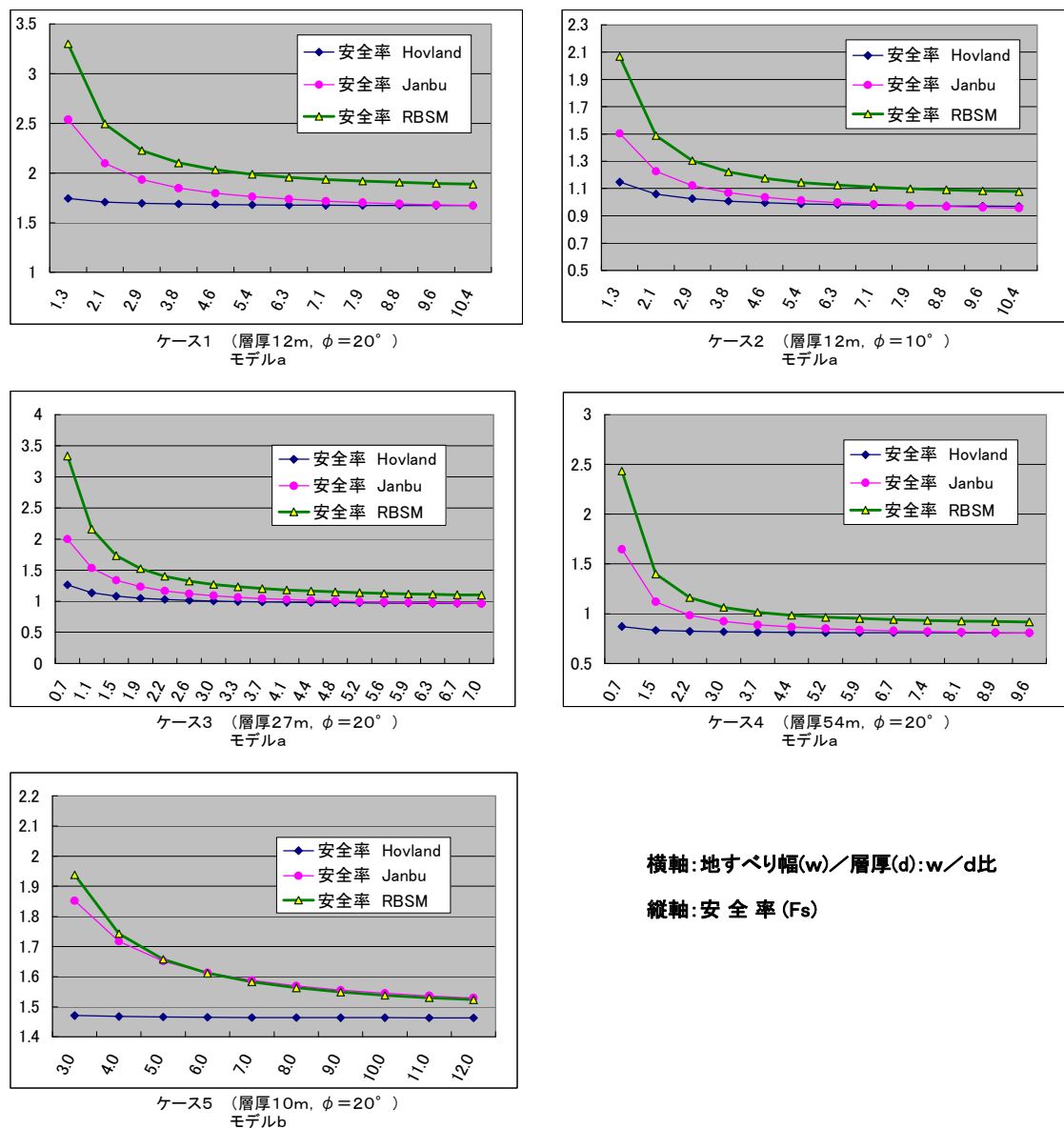


図 5.1.8 地すべり幅(w)地すべり層厚(d)の比と各手法安全率の関係[5]

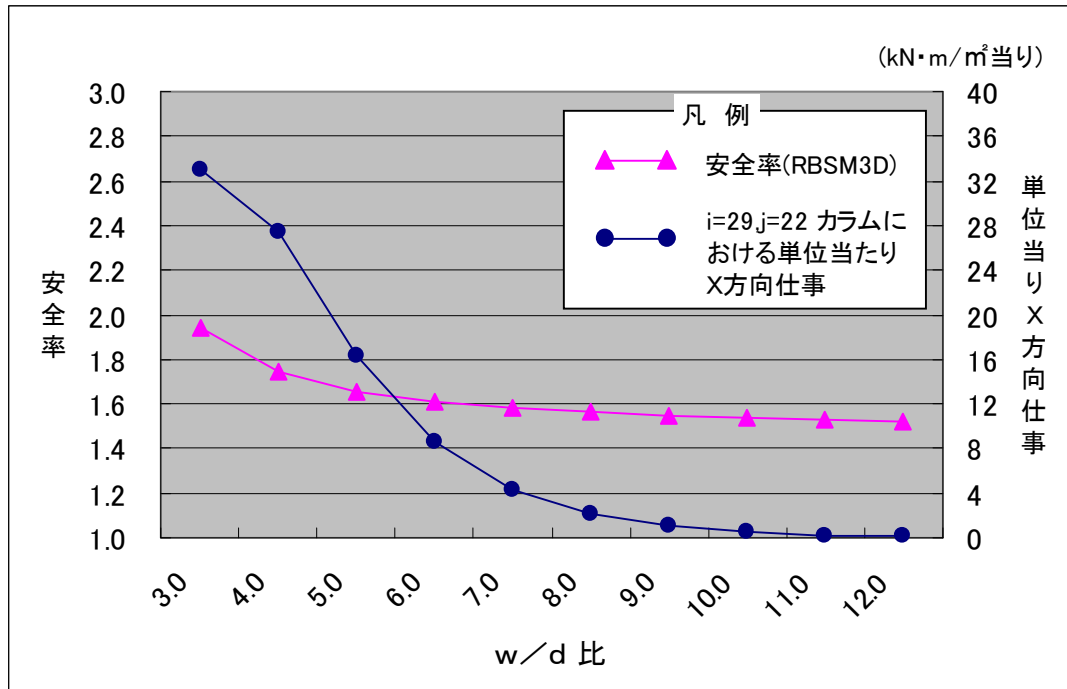


図 5.1.9 w/d 比と RBSM 安全率及び中心カラム X 方向仕事との関係[5]

- i) RBSM3D と Janbu3D とともに w/d 比が増加するに従い指数関数的に急激に安全率が低下する。但し、w/d 比が小さいところでは、RBSM3D の方が Janbu3D より安全率は大い。しかしながら w/d が 2 以上になるところでの両者の安全率低下傾向は概ね一致する。他方、Hovland はケース 2、ケース 3 を除けば w/d に関係なくほぼ安全率は一定である。但し、ケース 2、ケース 3 でも Janbu3D や RBSM3D の安全率変化に比べれば小さい。
- ii) 末端、頭部などの縦断形状効果のないモデル b では本手法と Janbu3D の安全率の差はほとんどない。他方、モデル a でみられるように本手法のほうが Janbu3D より安全率が高め(拘束効果が強い)の傾向を示す。
- iii) ケース 1 とケース 2 を比較した結果 RBSM3D, Janbu3D とともに ϕ が大きいと、当然安全率は高いものの w/d 比の増加における低下傾向にあまり差は認められない。なお、 ϕ が同じで d が異なるケース 1, 3, 4 を比べる限り d が厚いほど w/d 比が小さいところで安全率の変化が小さくなる傾向にあるが、ここでもケース毎の差はなく概ね w/d=7 ~10 程度で安全率が一定となる。
- iv) モデル a においては w/d 比が 7~10 を超えると Hovland と Janbu3D の安全率はほぼ同じとなる。また、モデル b においては、Janbu3D と RBSM3D はほとんど一致する。

(3) 拘束条件解析に対する考察

地すべり形状、規模、安定性に対する検討については、古くは渡他の報告があり[6]、また、上野も、自らの調査現場での地すべりから地すべり最大幅(W)とすべり面深度(D)の関係に着目し、簡便式を用いて横断形状比 W/D について求め、 $W/D=10$ 以上では安全率がほぼ一定なることを示すとともに、自らの経験現場で得られた $W/D=3.0\sim10.7$ について合理的な説明を与えた[7]。

今回の解析においても RBSM3D 及び Janbu3D の w/d 比が 7~10 を超えると急激に安全率が一定となり、また、図 5.1.9 に示される X 方向仕事は w/d 比が 11 を超えると、ほぼ 0 となることなどから、上野[7]らの研究における W/D 比と同様、幅と層圧の関係には三次元の形状効果（側方効果）が作用していることを裏付ける結果となった。なお、モデル b において Janbu3D と RBSM3D の安全率が等しくなるにもかかわらず、モデル a において RBSM3D が Janbu3D に比べてわずかに大きい安全率となる。このことは、縦方向のすべり面勾配の変化点の形状が RBSM3D の解析では大きな拘束効果をもたらすためと判断される。また、ケース 1 とケース 2 の比較から側方拘束効果に ϕ おける影響は w/d 比からみるとそれほど大きくないといえる。ところで、Hovland では図 5.1.8 のケース 2 とケース 3 の w/d が 3 以下のところで若干の安全率の変化が認められるにもかかわらず、ケース 5 においては安全率の変化がない。これは、解析モデルの特性上、地すべり両サイドのカラム 1 列分については、すべり面勾配が一樣ではなく、ねじれていて、末端ほど緩くなっているためで、このため若干とはいえ Hovland においても、あたかも拘束効果があるかのような解析結果を得ていると思われる。

いずれにしても、RBSM3D の極限離散化手法を用いた本解析は地すべり形状効果を十分考慮した解析手法であること、及び Janbu3D に比べると縦方向の拘束をより大きく表し、安全率が高めに求まることが解った。他方、Hovland は三次元形状による拘束効果を発揮することができない解析手法であることが分かった。

5.2 地すべり三次元形状の違いにおける切土効果に対する感度解析

5.2.1 研究目的と方法

これまで、地すべりは本来三次元形状であるにもかかわらず、便宜上二次元解析で設計するなどの簡略化が図られてきた。しかし、二次元断面では同じであっても三次元形状にすると左右非対称であったり、頭部と末端の形状の大きさが様々であって、三次元形状は地下の地質・地質構造を反映するかのように異方性が一般的に大きく、その形状によっては対策工の諸量が大きく変わる。そこで、対策工に直結する地すべりの三次元地形形状の違いによる感度について、様々な地すべり形状をモデル化して検討した。そして、それぞれのタイプの初期の安全率分布と、変位ベクトル分布を示すとともに、切土に対する個々の安全率上昇の感度分析を試みた。なお、比較のため RBSM3D と一般に採用頻度の高い Hovland の 2 ケースについて実施した。

5.2.2 三次元モデル化

図 5.2.1～図 5.2.2 に示すように N-0, W-1, W-2, K-3, K-4 の 5 タイプの三次元すべり面形状を作成する。N-0 は、平面的に見て正方形をなす。W-1, W-2 は各々頭部と末端の幅が異なる形状であり、K-3, K-4 は右側に傾動したクサビ形状を有するが、K-4 はそれをより末端に対して小さくした形状である。

中心の a-a 断面については全て同じで、比較のために計算する二次元断面そのものである。各モデルに使用した形状に関する諸量は次の通りである。

長さ : $L=100\text{m}$

高さ : $H=30\text{m}$

幅 : $W_0=100\text{m}$, $W_1=60\text{m}$, $W_2=140\text{m}$, $W_3=96\text{m}$

厚さ : $d=9\text{m}$, $d_2=15\text{m}$, $d_3=15\text{m}$

勾配 : $\tan\theta_1=0.3$ ($\theta_1 \doteq 16.7^\circ$), $\tan\theta_2=1.5$ ($\theta_2 \doteq 56.3^\circ$),

$\tan\theta_3=1.125$ ($\theta_3 \doteq 48.4^\circ$), $\tan\theta_4=0.18$ ($\theta_4 \doteq 10.2^\circ$)

単体重量 : $\gamma t=18\text{ k N/m}^3$

粘着力 : $C=10\text{ k Pa}$

内部摩擦角 : $\phi=10^\circ$

算メッシュ幅 : dx , dy とともに 2m

図 5.2.3 にこれらの検討モデルの三次元立体図を示す.

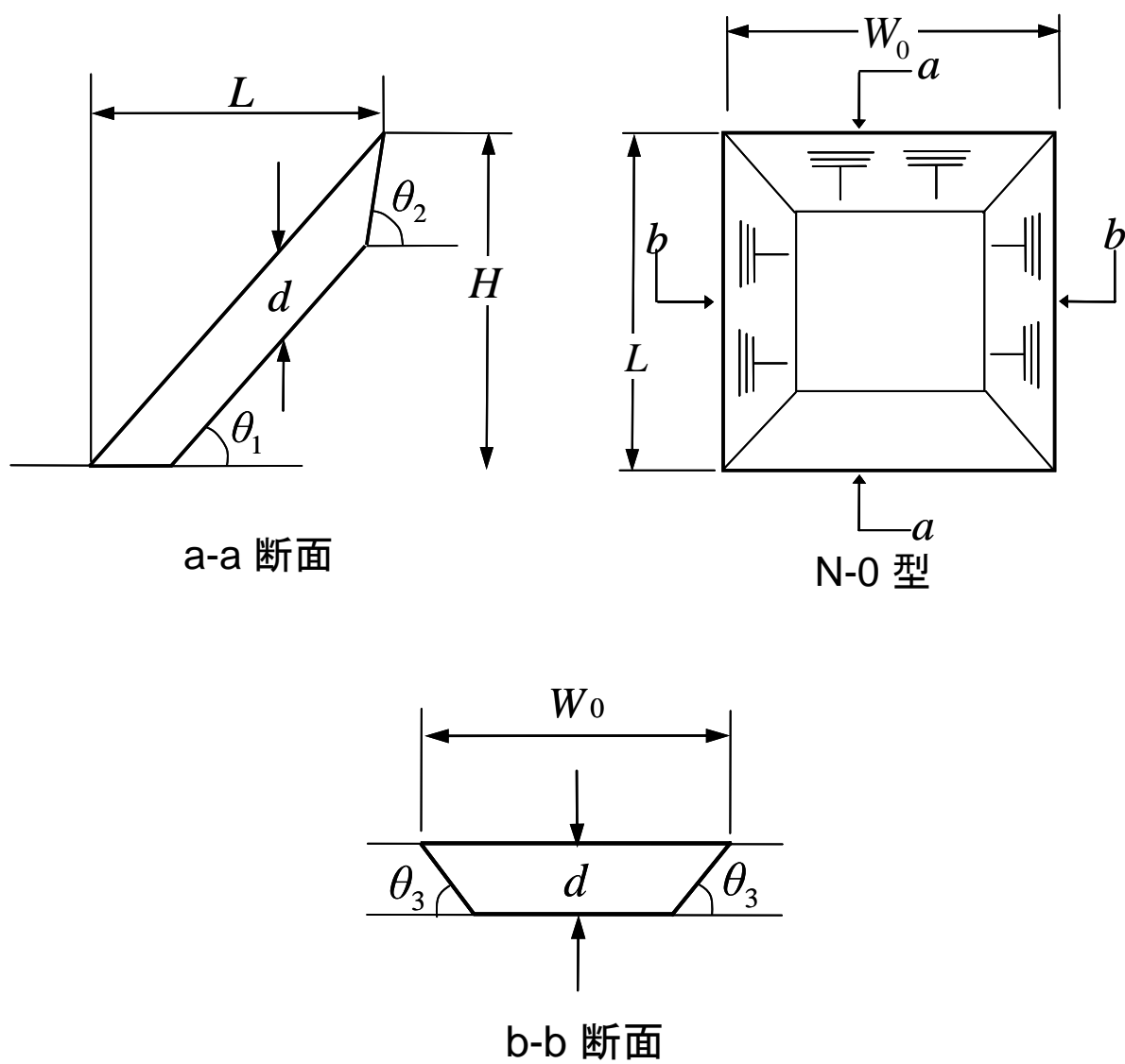


図 5.2.1 N-0 型モデルのすべり面形状説明

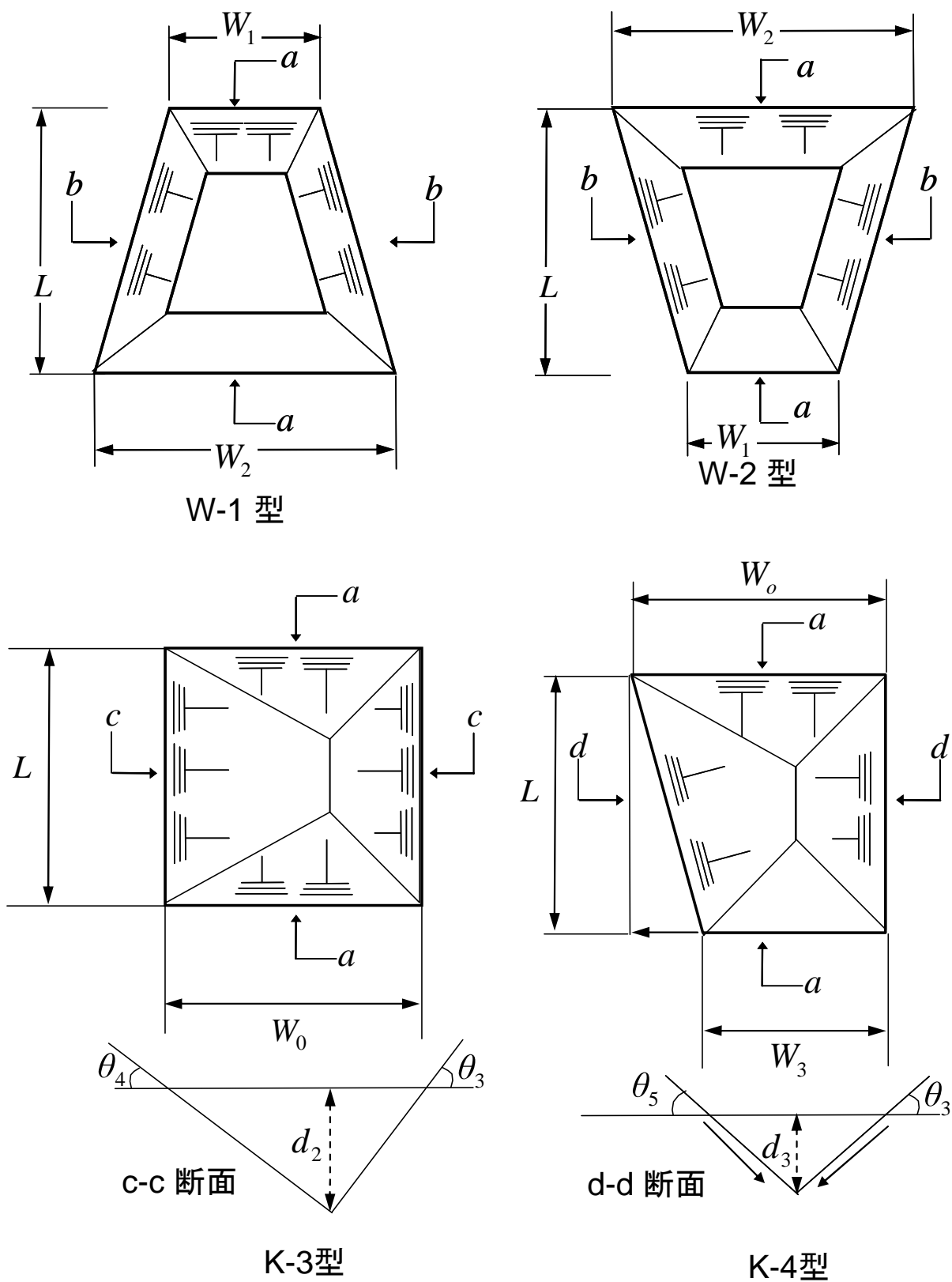


図 5.2.2 W-1, W-2, K-3, K-4 型モデルのすべり面形状説明

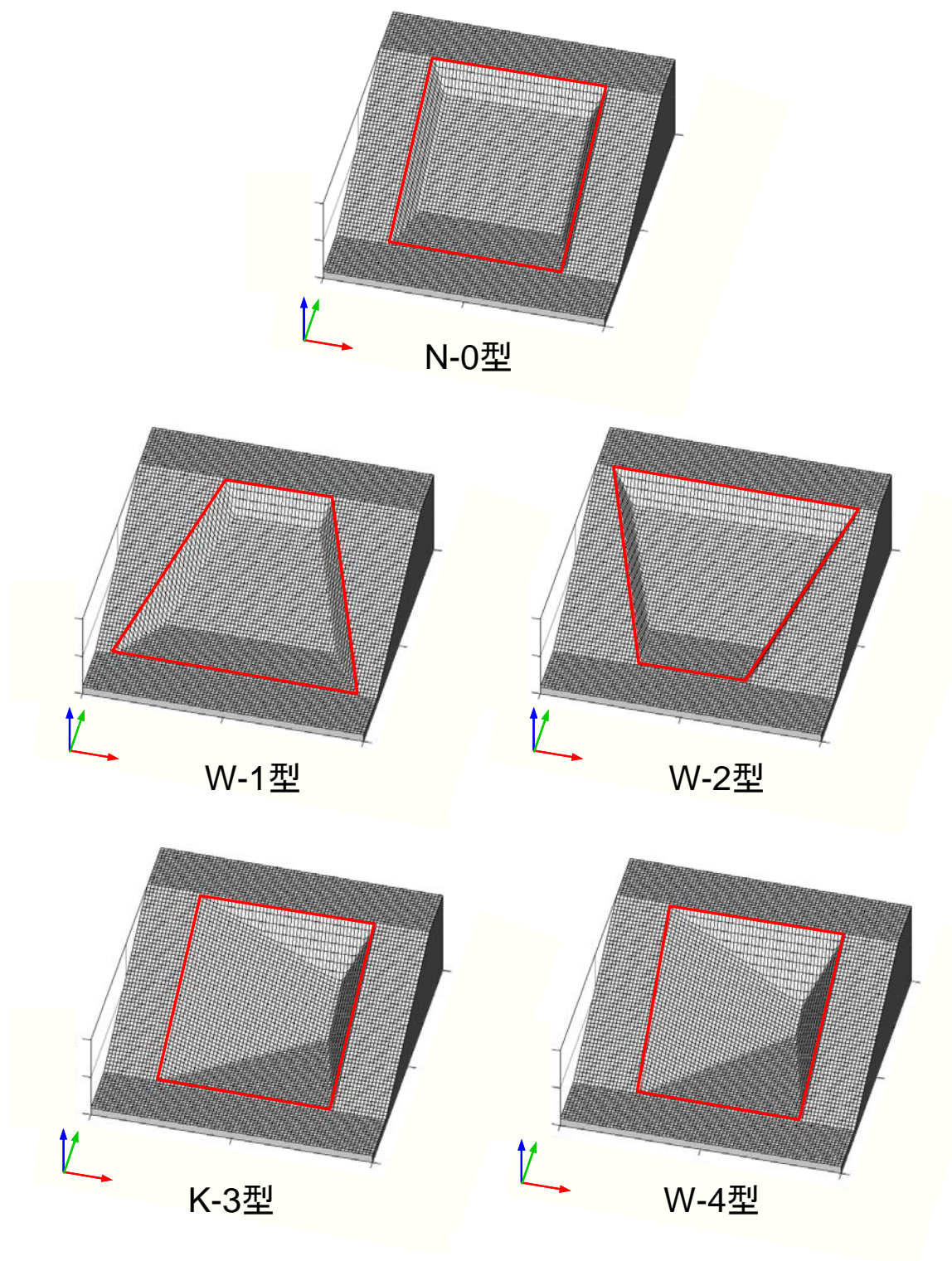


図 5.2.3 検討モデルの三次元立体図（赤枠内がすべり面）

5.2.3 モデル形状での解析結果

図 5.2.4 に各モデル計算毎の安全率とカラム毎の安全率の分布及び水平変位ベクトル分布状況について示した。この図からそれぞれの水平変位ベクトルに着目し、その変化を見るとすべり中心部と側部との境界付近で水平ベクトル変化が大きいのがわかる。これはすべり勾配変化点で力が集中していることを示し、徐々に移動方向の向きが変わっていく過程で、側方の拘束が強く生じている結果と判断される。安全率の高い末端では勾配がないため抵抗帯として機能しており、結果的に水平変位ベクトルも小さい。総じて安全率が低い部分において変化が大きく、全体としては引張状況にある。一方、安全率の大きいところは変位が小さく圧縮状況にあり、結果的にこの部分で斜面全体の安定を支えているといえる。

ここで、Hovland の解析結果では二次元 Hovland 安定解析に比べ、N-0 で 3%程度安全率が高いとはいえ、それほど大きくない。一方、RBSM3D は二次元 RBSM に比べ 7%程の安全率の上昇となっている。

三次元形状効果を評価しがたい Hovland の場合、全モデルでの安全率が最低で 0.9815～最大で 1.0179 と 4%程度の差しか認められないが、他方 RBSM3D は 1.2165 から 1.0172 までであり、20%の差がある。

興味深いのは、RBSM3D では N-0 にくらべ W-2 で安全率は 6%も小さくなっているが、他方 Hovland では小さいながらも逆に 2%程大きい。また RBSM3D では、W-1 が N-0 に比べ 5%も大きくなっているのと逆の変化となっている。

そこで、変位ベクトルと安全率分布に着目すると W-2 に比べ W-1 の高安全率ゾーン（＝抵抗ゾーン）は末端で広いものの、逆に低安全率ゾーン（＝滑動大で引張領域）である頭部の割合で見ると W-2 の方が広い。全体の変位ベクトルも W-2 は徐々に小さくなってスムーズであるが、W-1 は側方拘束が強いため、相対的に大きく変位のねじれも大きい。一見、結果は逆のような印象だが、エネルギーの比率を見ると頭の方の大きい(重い)ケースが不安定であり、結果的に頭の大きい地すべりの安全率が小さいのは合理的であろう。

なお、K-3、K-4 は異方性が大きく、また最深部が深いいためか N-0、W-1、W-2 に比べて安全率が極めて高い傾向を示す。

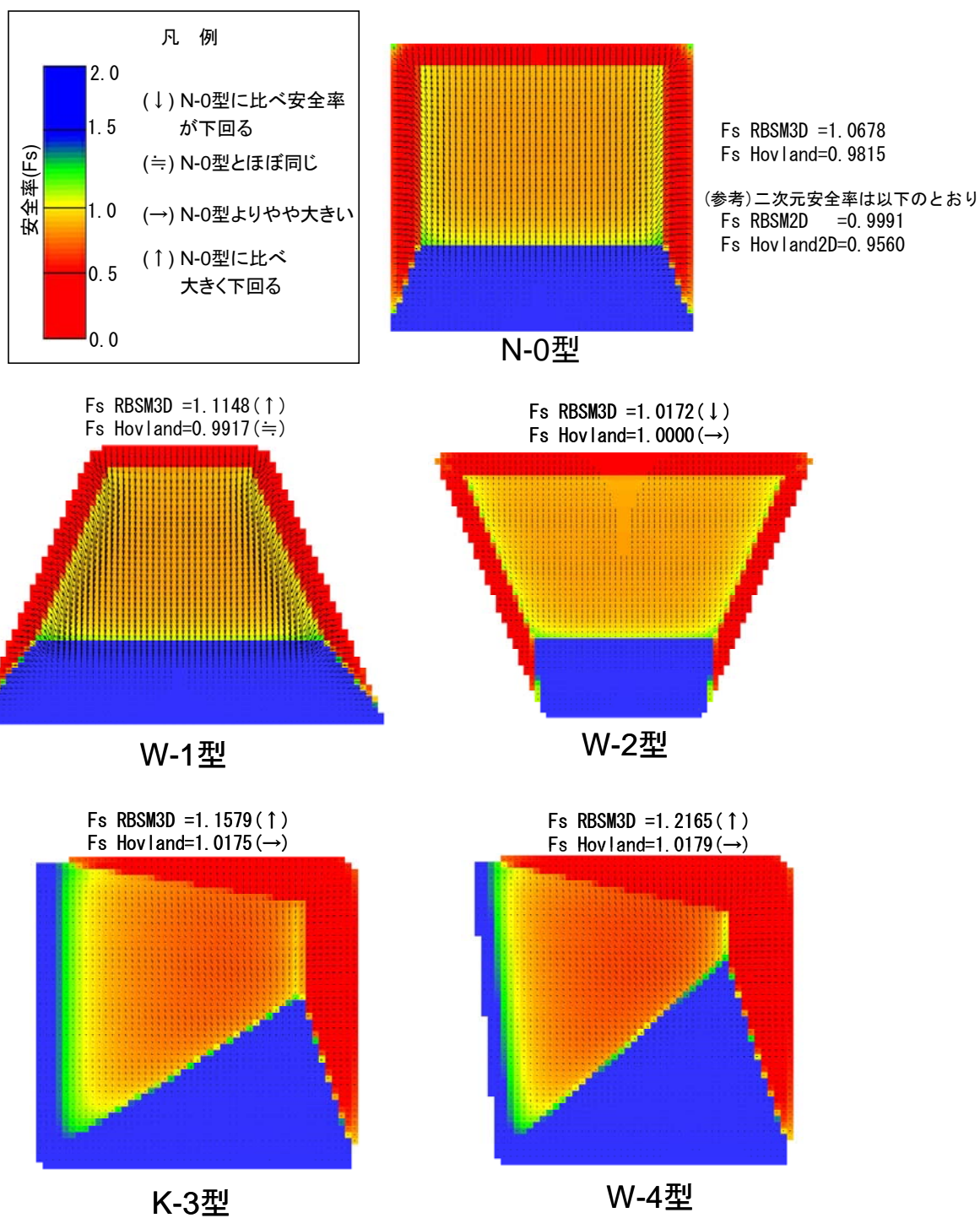


図 5.2.4 各検討モデルの安全率分布と水平変位ベクトル

5.2.4 切土効果による感度分析

各モデルケースについて、天端から 1m ずつ切り下げた場合の安全率の上昇について感度分析を試みた。比較のために切土なしの場合の相対安全率を 1.0 とする。このためには切土前の安全率を F_{s0} とし、それぞれの切土段階の安全率を $F_s' = F_s / F_{s0}$ とした。それらについては、RBSM3D, Hovland 共に、表 5.2.1, 表 5.2.2 に整理し、また図 5.2.5 に計画安全率 $F_s = 1.20$ としてそれらの関係を図示した。

Hovland と RBSM3D の全体について比較してみると、Hovland の方が意外にも 1m 早く計画に達している。特に W-2 では、RBSM3D で 10m まで切り下げないと $F_s = 1.20$ とならないが、Hovland では 8m まで切り下げたところで $F_s = 1.20$ を超えている。このことは Hovland の滑動部の低減効果が大きいと判断される。本来滑動エネルギーの小さいところで滑動力の低下量を余分に見込んでおり、Hovland は危険側の設計の可能性が大きいと言える。形状で見ると、N-0 と二次元はほぼ等しく、頭部の割合の小さい W-1 が最も対策工効果が小さい反面、頭部が大きい W-2 と異形で異方性の強い K-4 も切土対策工の効果が高いのがわかる。

表 5.2.1 RBSM3D による切土変化に対応した各モデル形状毎の安全率の変化


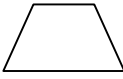
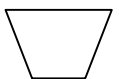
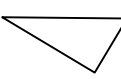
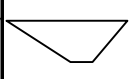

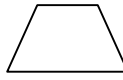

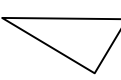
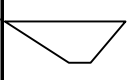
切土高さ(m)		2D	3D				
			N-0	W-1	W-2	K-3	K-4
切土なし		0.9991	1.0678	1.1148	1.0172	1.1579	1.2165
換算安全率 F_s' 切土なしを $F_s'=1$ としたとき	0	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000
	1	1.0004	1.0007	1.0009	1.0012	1.0016	1.0021
	2	1.0071	1.0072	1.0055	1.0099	1.0083	1.0092
	3	1.0205	1.0209	1.0148	1.0282	1.0219	1.0242
	4	1.0357	1.0367	1.0262	1.0480	1.0383	1.0431
	5	1.0529	1.0538	1.0388	1.0697	1.0569	1.0649
	6	1.0742	1.0744	1.0542	1.0966	1.0794	1.0921
	7	1.0966	1.0972	1.0713	1.1241	1.1037	1.1224
	8	1.1208	1.1203	1.0897	1.1529	1.1290	1.1539
	9	1.1509	1.1491	1.1145	1.1946	1.1590	1.1917
	10	1.1837	1.1810	1.1374	1.2277	1.1924	1.2339
	11	1.2207	1.2159	1.1660	1.2700	1.2280	1.2788
	12	1.2571	1.2509	1.1958	1.3118	1.2709	1.3330
	13	1.2896	1.2824	1.2267	1.3450	1.3194	1.3941
	14	1.3277	1.3199	1.2624	1.3836	1.3746	1.4612
	15	1.3845	1.3745	1.3104	1.4468	1.4420	1.5437
							

表 5.2.2 Hovland による切土変化に対応した各モデル形状毎の安全率の変化

切土高さ(m)		2D	3D				
			N-0	W-1	W-2	K-3	K-4
切土なし		0.9560	0.9815	0.9917	1.0000	1.0175	1.0179
換算安全率 F_s' 切土なしを $F_s'=1$ としたとき	0	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000
	1	1.0019	1.0019	1.0012	1.0029	1.0018	1.0019
	2	1.0138	1.0138	1.0089	1.0192	1.0123	1.0126
	3	1.0339	1.0332	1.0216	1.0459	1.0293	1.0307
	4	1.0561	1.0546	1.0365	1.0750	1.0514	1.0555
	5	1.0791	1.0768	1.0525	1.1047	1.0755	1.0846
	6	1.1032	1.0999	1.0699	1.1351	1.1008	1.1163
	7	1.1292	1.1248	1.0891	1.1674	1.1281	1.1507
	8	1.1571	1.1514	1.1102	1.2015	1.1573	1.1880
	9	1.1873	1.1800	1.1334	1.2381	1.1890	1.2289
	10	1.2205	1.2113	1.1594	1.2775	1.2242	1.2746
	11	1.2570	1.2454	1.1884	1.3206	1.2634	1.3260
	12	1.2914	1.2779	1.2178	1.3600	1.3074	1.3840
	13	1.3270	1.3119	1.2502	1.3990	1.3585	1.4504
	14	1.3685	1.3514	1.2878	1.4447	1.4181	1.5266
	15	1.4177	1.3981	1.3320	1.4982	1.4879	1.6143
							

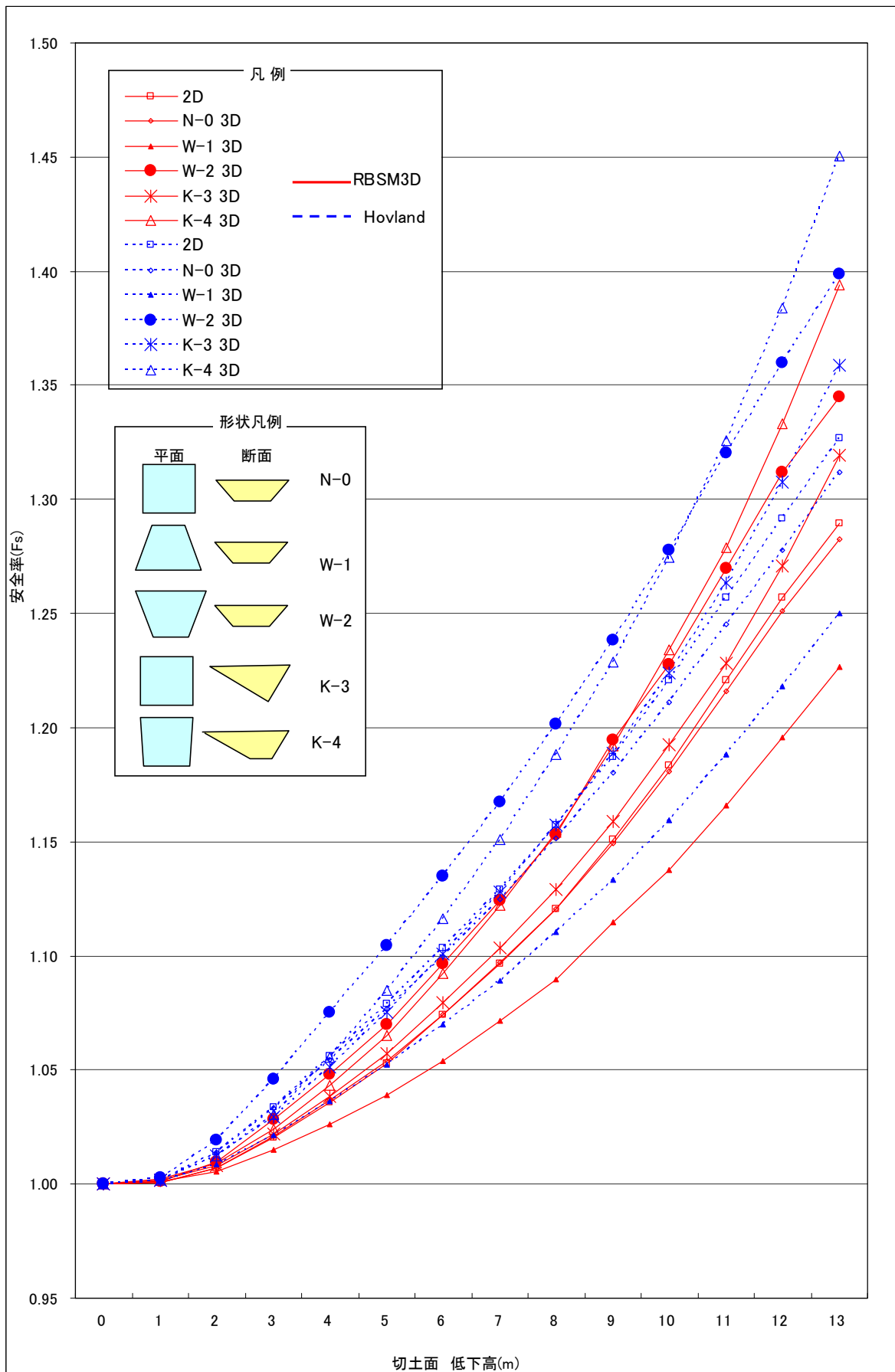


図 5.2.5 切土高さに対する安全率の変化

5.3 湛水地すべりのダム湛水水面変化の影響

前節 4.5 項では RBSM3D において間隙水圧を含めた水圧全般の作用力に対処するため、飽和重量法を用い物体力としてカラムに作用させる方法について理論的に述べた[8]。ここでは水圧が内力、カラム変位及び安定度にどのように関わるかを感度分析するため、単純化した球面体すべり面を仮定してダム湛水の基準水面変化と地下水残留をモデル化して検討する。また、Janbu3D、Hovland との解析結果も比較する。

5.3.1 球面体モデルによる感度分析

(1) 解析条件設定

図 5.3.1 に示すように、斜面高さ 50m、斜面勾配 30°の単一平行斜面上に半径 89.1852m の球面体すべり面を仮定して解析を試みる。ここで、地盤定数は湿潤重量 $\gamma_s=20\text{kN/m}^3$ (飽和重量も同じとする) とし、水の重量を $\gamma_w=10\text{kN/m}^3$ 、粘着力 $C=25\text{kPa}$ 、内部摩擦角 25° とした。カラム柱の分割幅は dx , dy とともに 5m とした。

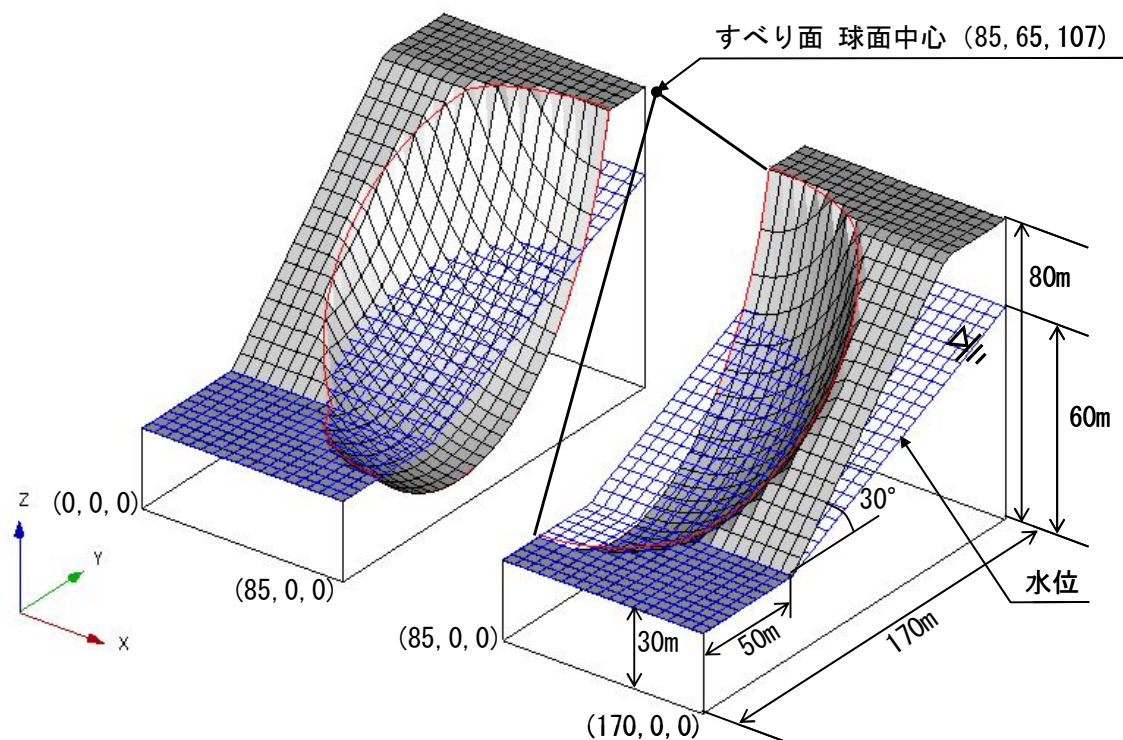


図 5.3.1 湛水池地すべり感度分析用 球面体モデル[8]

解析ケースを図 5.3.2、表 5.3.1 に示す。すなわち、湛水のない自然状態をケース T01 とし、T02 から T10 までを標高 30m から 70m まで 5m ごとに湛水位が上昇することとして、基本的に上昇時は湛水面と交差する点まで自然地下水位の面(線)は変化がないもの

とした。また T11 から T18 までは逆に標高 70m を最高水位として、5m ずつ標高 30m ま
で水位を下げるものとした。低下時の地下水残留率は標高 70m 面もしくは地表面と、低
下基準面もしくは自然地下水位面までの 50% が残留するものと仮定した。

図 5.3.2 は図 5.3.1 における $x=85\text{m}$ の中心線断面図であるが、図に示すように、例えば、
自然状態の T01 は D-C-B-A、上昇時の T05 は I-H-B-A となる。一方、下降時の T15 は
I-H-G-F-E となる。

表 5.3.1 解析モデルケース[8]

ケース	条 件		
	上昇・下降	水位(m)	残留率
T01	自然水位	—	—
T02	自然水位 から 上昇	30	—
T03	30m から 上昇	35	—
T04	35m から 上昇	40	—
T05	40m から 上昇	45	—
T06	45m から 上昇	50	—
T07	50m から 上昇	55	—
T08	55m から 上昇	60	—
T09	60m から 上昇	65	—
T10	65m から 上昇	70	—
T11	70m から 下降	65	50%
T12	70m から 下降	60	50%
T13	70m から 下降	55	50%
T14	70m から 下降	50	50%
T15	70m から 下降	45	50%
T16	70m から 下降	40	50%
T17	70m から 下降	35	50%
T18	70m から 下降	30	50%

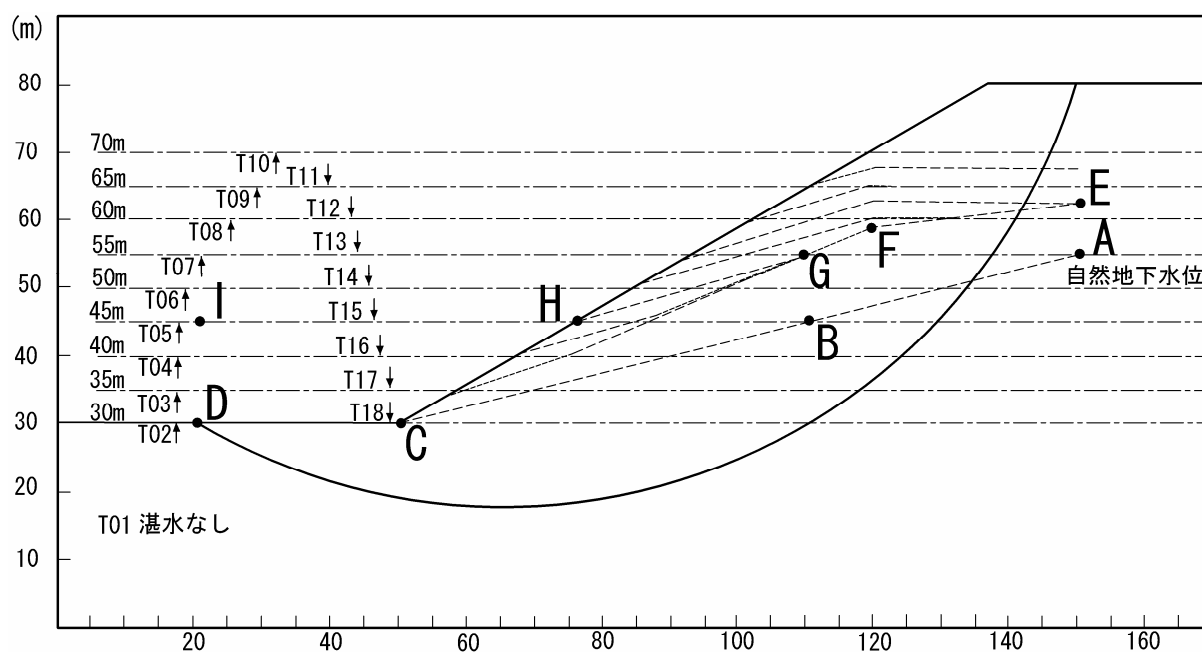


図 5.3.2 解析モデル断面図[8]

(2) 解析結果

図 5.3.3 の[b][c]に、RBSM3D での湛水の変化に伴うすべり面の表面力の変化を示す。図から T01, T04, T10 と水位上昇するステージでは斜面下部から増加する水圧の影響で T と N が共に減少していく過程が認められる。一方, T10 から T18 までの水位降下のステージでは T の上昇が大きい割に N の上昇は少なく, より不安定になっていく過程がわかる。

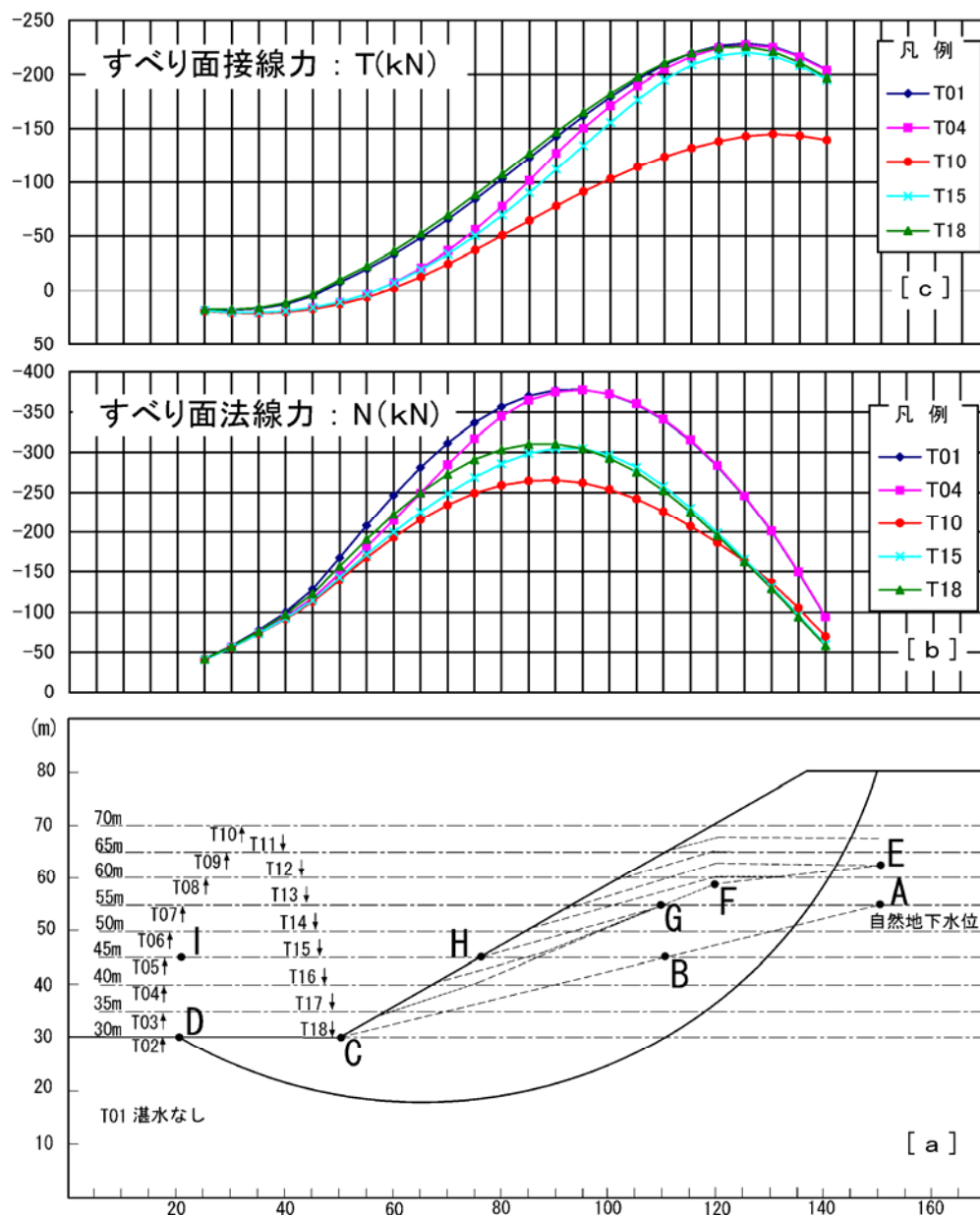


図 5.3.3 中心断面図における解析ケースと
すべり面接線力(T)と法線力(N)の関係[8]

図 5.3.4 は xy 面上における T01, T04, T10, T15 時点でのそれぞれの xy 面上の変位ベクトルを示している. また, 図 5.3.5 は安全率の分布を示している. 従来手法であれば個々のカラム柱の表面力がすべり面傾斜方向で計算されるのみであるが, これは実際の変位を表すものではない. 事実水位条件により様々に個々のすべり面変位は変化するはずである. 図にはそれがよく現れていて, 残留水位が多く残って斜面内の動水勾配の大きく安全率の低い T15 では相対的ではあるが, 変位量が増大しているのが読みとれる. また図 5.3.5 から, 安全率が低くなる程末端の抵抗部のところの $F_s > 1.0$ の領域が徐々に小さくなっていくのが分かる.

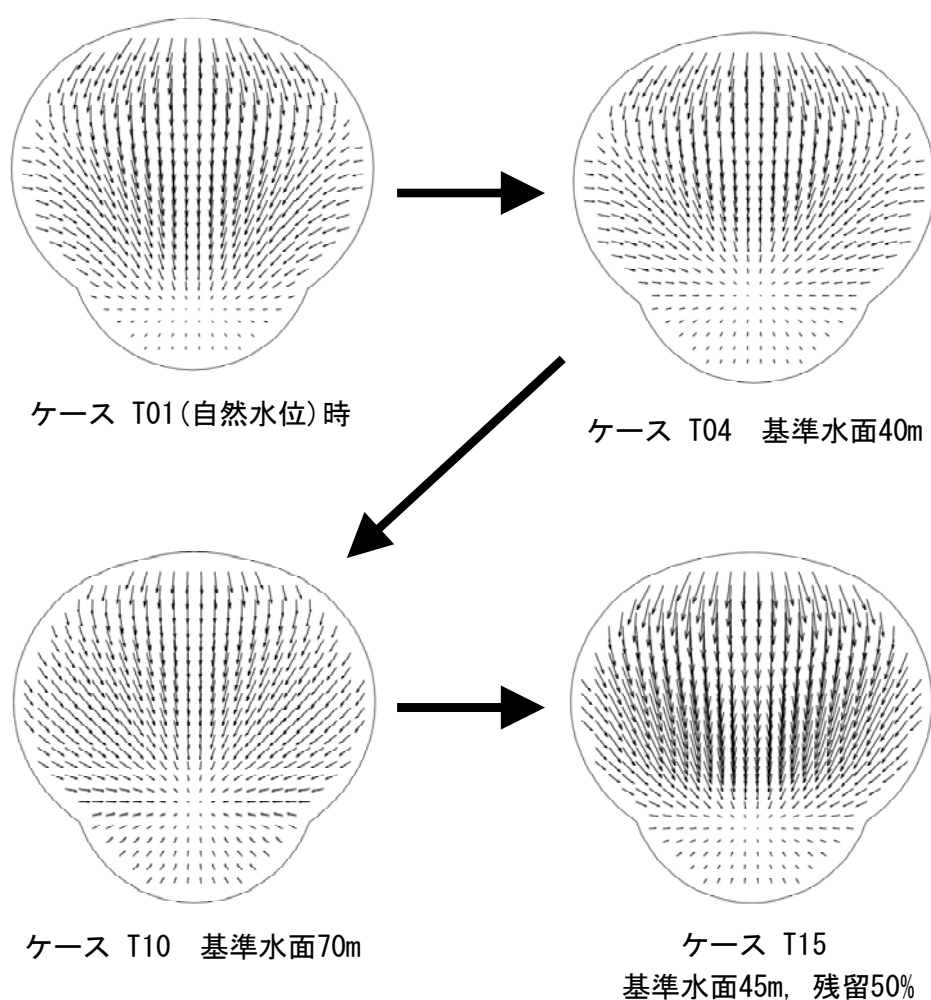


図 5.3.4 xy 面上における変位ベクトル (ケース T01, T04, T10, T15)

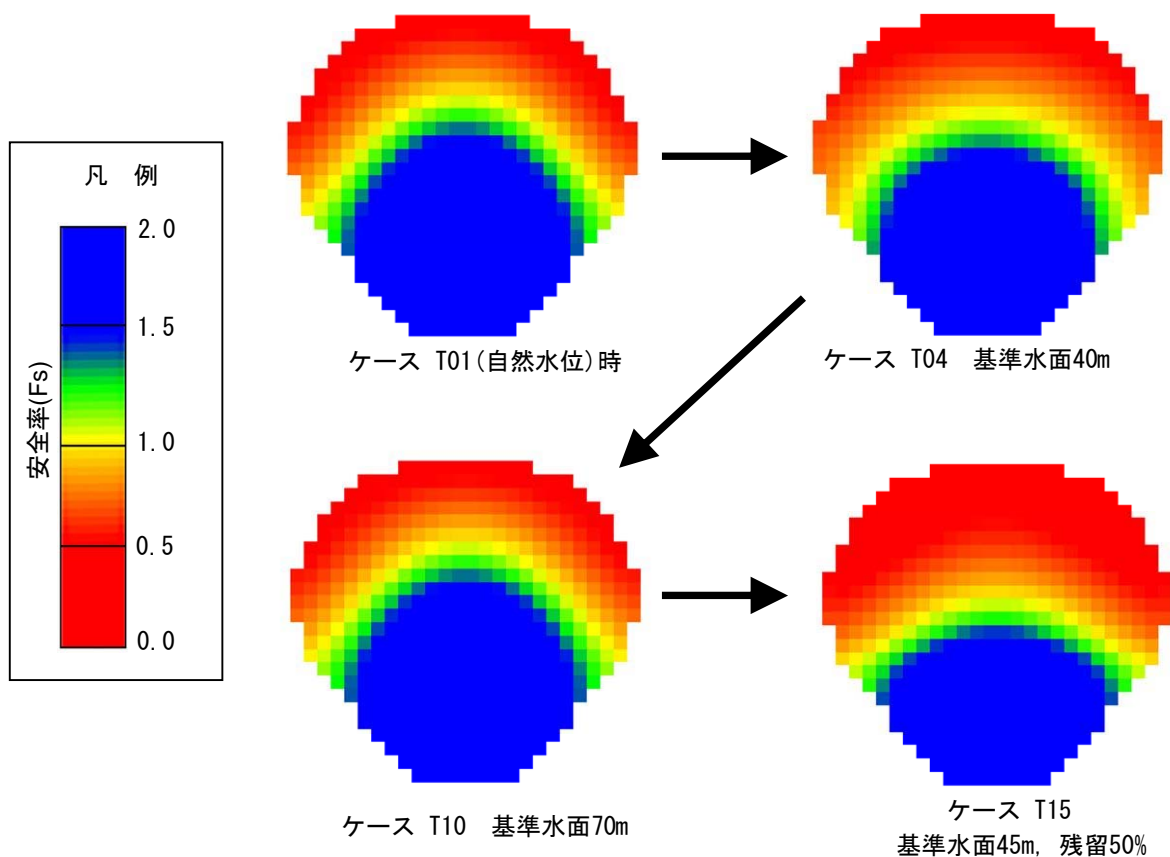


図 5.3.5 xy 面上における安全率の分布 (ケース T01, T04, T10, T15)

次に、各ケースにおける安全率の変化を図 5.3.6 に示す。比較のため、 $x=85\text{m}$ の主断面位置において、RBSM3D の中心断面のみの表面力を取り出して R, D 成分の積算から安全率を計算した (RBSM 中心断面とする)。また、カラムの不静定力を考慮した従来手法として、鵜飼[4]による Bishop3D, Janbu3D でも検討を加えた。ただし、この両者の計算に際しては、水圧を浮力的に扱う有効重量法で検討するとともに、 x 軸に対するカラム柱の合力を左右対称であることから水平と仮定した。この結果、図に示すように安全率の変化の傾向は概ね一致した。しかしながら、二次元、三次元共に RBSM での計算が Bishop3D, Janbu3D に比べて高めに推移した。これは、従来手法によると動きが限定(当モデルでは y 軸方向に限定)されるものの、RBSM では個々のカラム相互の関係から、側方だけでなく縦断方向からの拘束効果が強く発揮されるためと思われる。なお、RBSM の中心断面と全体 (RBSM3D) の比較では、中心断面の方が変化量大きい。このことは中心部の断面に近い程より拘束効果が大きく、水圧の変化を強く受けているためである。

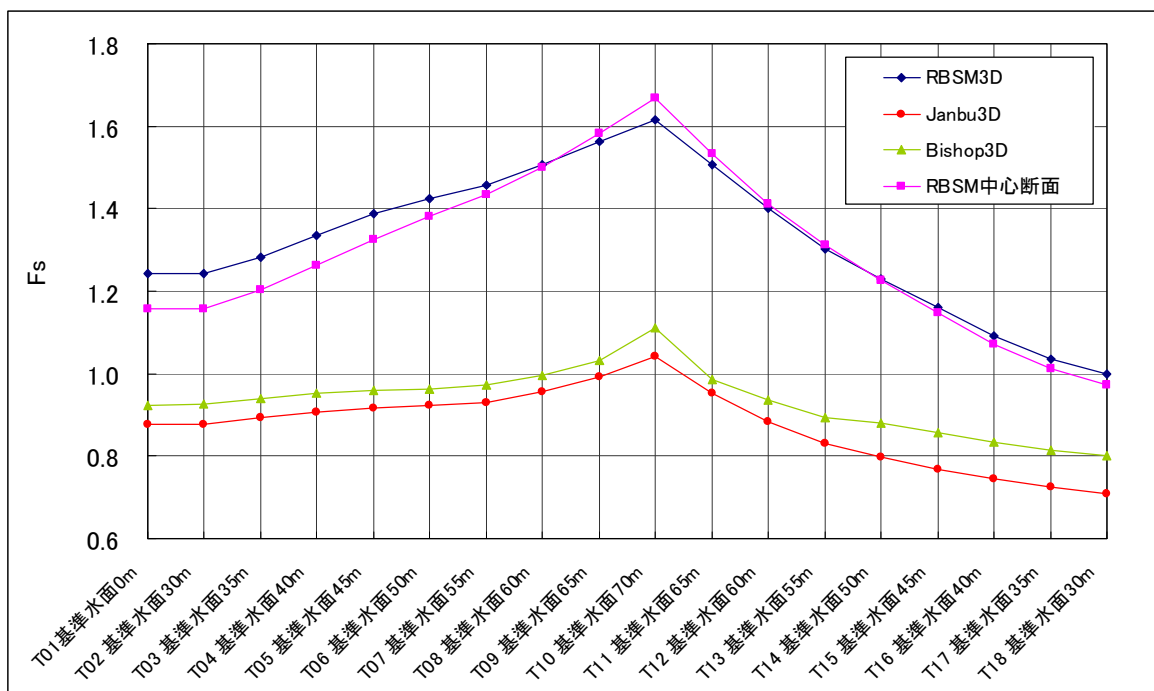


図 5.3.6 各湛水ケースにおける安全率の変化[8]

参考文献

- [1] 建設省土木研究所(1976)：地すべり実態統計（その２）,土木研究所資料, No1121,pp.32-39
- [2] 渡正亮(1995)：研修ガイダンスのための地すべり概論,全国研修センター編地すべり防止技術研修テキスト,pp.86-87
- [3] 福本安正(2004)：新潟県の地すべり移動斜面の運動実態解析と移動防止,地すべり, Vol.41, No.1,pp.65-69
- [4] 鵜飼恵三(1987)：簡易 Janbu 法による斜面の３次元安定解析,地すべり, Vol.24, No.3,pp.8-14
- [5] 濱崎英作, 竹内則雄, 大西有三(2006)：三次元斜面安定問題に対する簡易離散化極限解析法の開発,地すべり, Vol.42, No.5,pp.9-17
- [6] 渡正亮(1999)：地すべり対策事業の歴史と課題,河川,pp.9-10
- [7] 上野将司(2001)：地すべりの形状と規模を規制する地形・地質要因の検討,地すべり, Vol.38, No.2,pp.1-10
- [8] 濱崎英作, 竹内則雄, 草深守人, 大西有三, 西山哲(2004)：有限要素を用いた３次元簡易斜面安定解析によるダム湛水池斜面の解析,計算工学会講演論文集, Vol.9, C-1-4,CD-ROM

第6章 新簡易三次元斜面安定解析式（RBSM3D）の事例研究

6.1 地すべり移動方向の再現.....	125
6.1.1 鷺尾岳地すべり事例解析.....	125
6.1.2 狼沢地すべり事例解析.....	131
6.2 トンネル掘削とアンカー効果.....	140
6.2.1 道路トンネル掘削工事の地山挙動再現解析.....	140
6.3 湛水池の地すべりの評価.....	167
6.3.1 バイオントダム事例研究.....	167
6.4 地震時の影響評価.....	177
6.4.4 御嶽崩壊事例.....	177
6.5 人工盛土斜面における地震災害の危険度評価.....	182
6.5.1 高町団地での検証（2004 年中越地震）.....	182
6.5.2 鶴ヶ谷団地での検証（1978 年宮城県沖地震）.....	187
6.5.3 試行球面すべり法のまとめ.....	190
参考文献.....	191

第6章 新簡易三次元斜面安定解析式 (RBSM3D) の事例研究

6.1 地すべり移動方向の再現

6.1.1 鷲尾岳地すべり事例解析

(1) 対象地の概要とモデル化

地すべりの移動杭観測などによれば、地すべり移動方向が移動体地表面上の箇所毎に異なることが多いことも事実である。

図 6.1.1 に示した鷲尾岳地すべりは、木下[1]や郎[2]の研究報告などで、その地形、及びすべり面の三次元地すべり構造を示してあることから、これらに基づき本手法の安定解析を試みた。調査地は図 6.1.1 に示すように左右非対称で西側に傾いた地すべりである。また、図 6.1.2 に示すように移動杭の移動方向も一様ではない。なお、地下水は示された断面図の最高水位[2]と、流速分布図[1]から、三次元的に推定した。また、標高 210m より上位には玄武岩が存在しており、これを考慮し地すべり移動体を玄武岩とそれ以外の 2 層にした。そして、前者の土塊の単位体積重量(γ)を 27kN/m^3 、後者を 26kN/m^3 とした。粘着力(C)と内部摩擦角(ϕ)は、リングせん断試験結果である $C=16.4\text{kPa}$ 、 $\phi=21.7^\circ$ を用いた場合(ケース 1)と、本手法(RBSM3D)によって逆算安全率が $F_s=1.0$ となる $C=16.4\text{kPa}$ 、 $\phi=11.35^\circ$ (ケース 2)の 2 ケースで実施した。計算は dx 、 dy とともに 20m とした。

安全率については、RBSM3D の他、Hovland 法[3]と Janbu3D 法[4]で比較した。また両手法の最小安全率方向を y 軸、下向きを 0° とし、時計廻り (+) とする方向として求めた。それらの結果は表 6.1.1 に示す。また、本手法に基づくケース 2 については、カラムの移動方向(実線)とカラムの最大勾配(破線)を図 6.1.3 に示した。また、図 6.1.4 にはカラム安全率と変位ベクトルとの重ね合わせ図を示す。

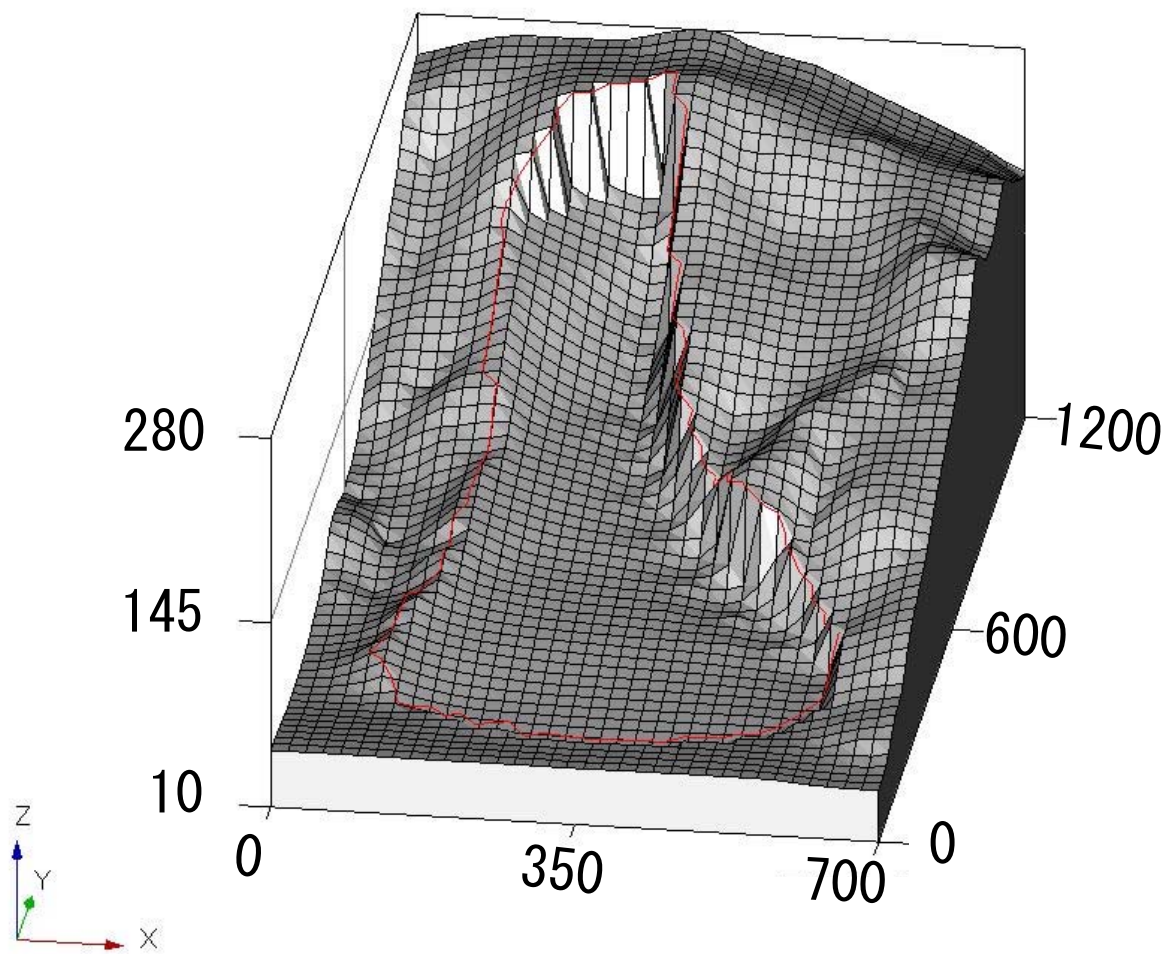


図 6.1.1 鷲尾岳地すべりのすべり面鳥瞰図

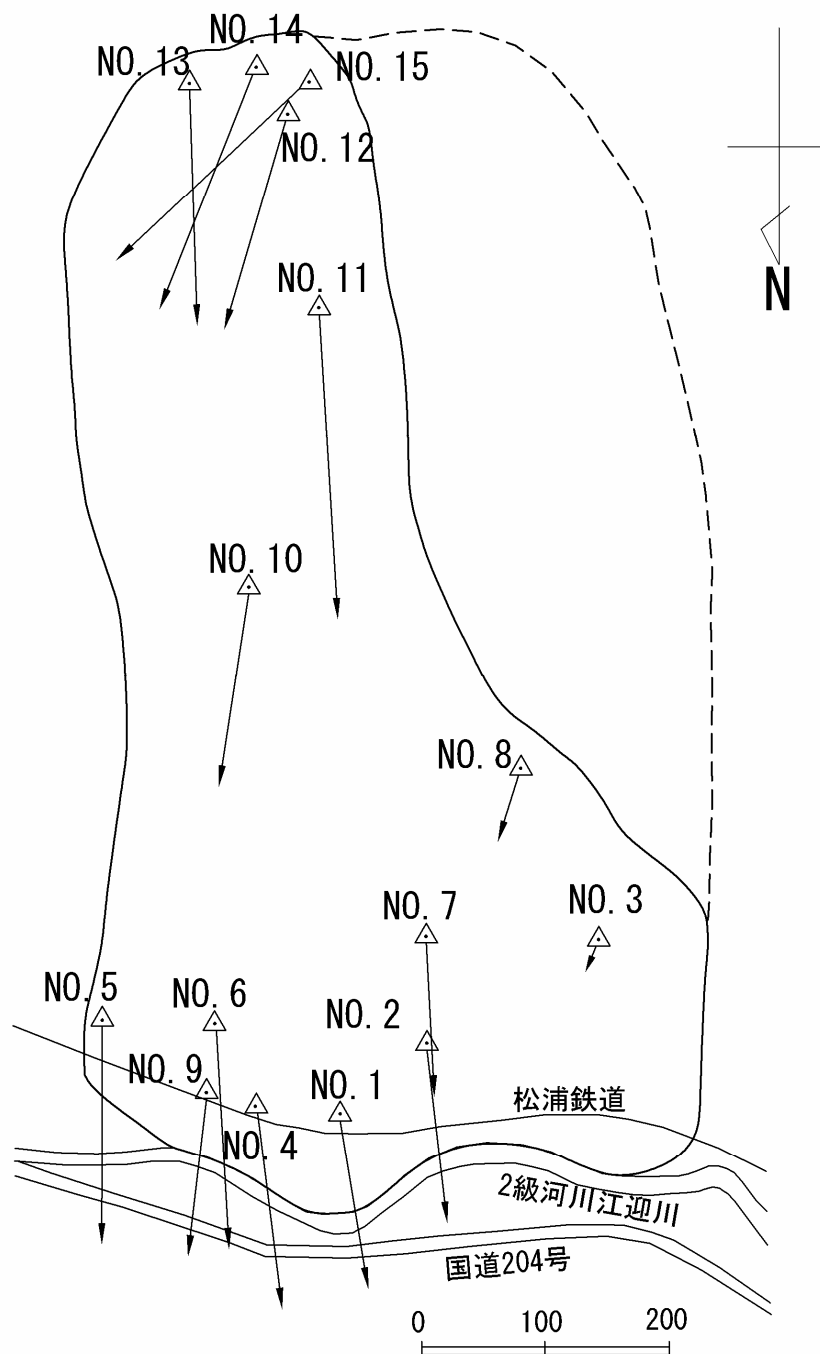


図 6.1.2 鷺尾岳地すべりでの移動杭ベクトル [1]

表 6.1.1 鷲尾岳地すべりにおける RBSM3D と
Janbu3D 及び Hovland の安定解析結果比較

C , ϕ 条件		RBSM3D	Janbu3D		Hovland	
		安全率	安全率	方向※	安全率	方向※
ケース①	C=16.40kPa $\phi=21.70^\circ$	1.88	1.66	3°	1.53	10°
ケース②	C=16.4kPa $\phi=11.35^\circ$	1.00	0.89	3°	0.83	10°

※最小安全率方向(y軸下向き(北向き)を 0° とし, 時計廻りの角度方向)

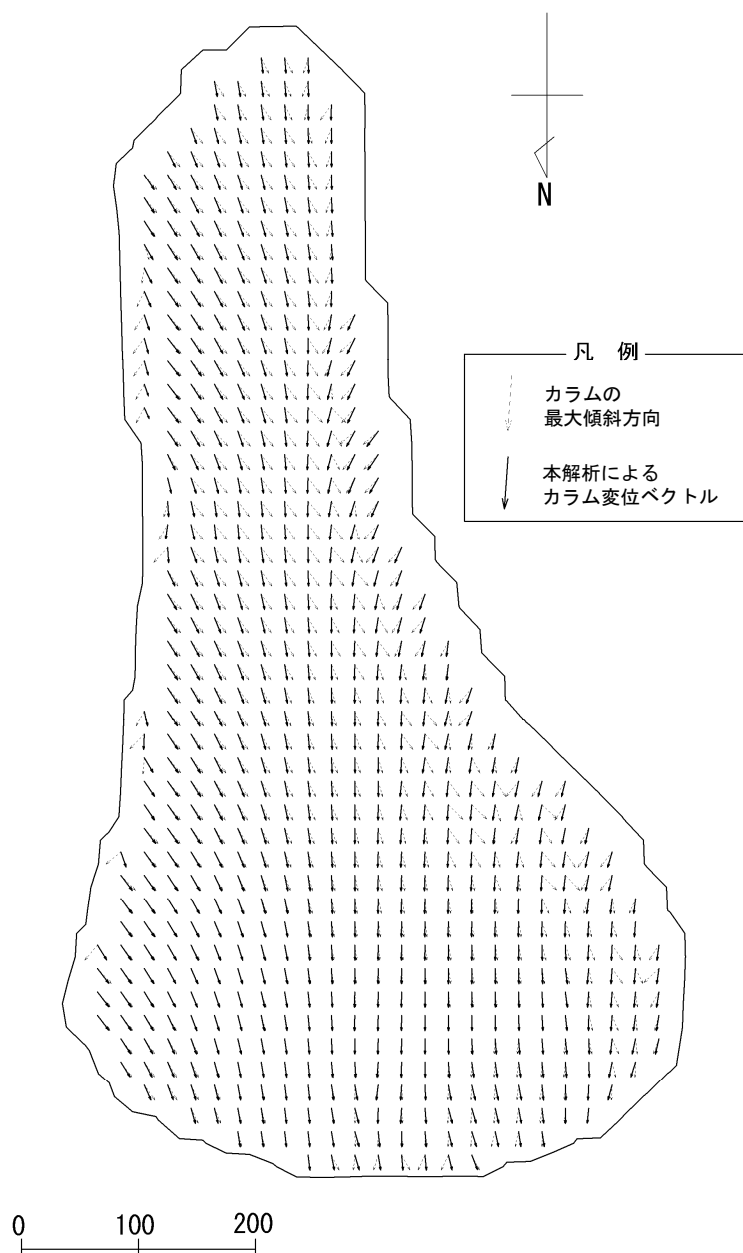


図 6.1.3 本手法によるカラム変位ベクトルと最大傾斜方向

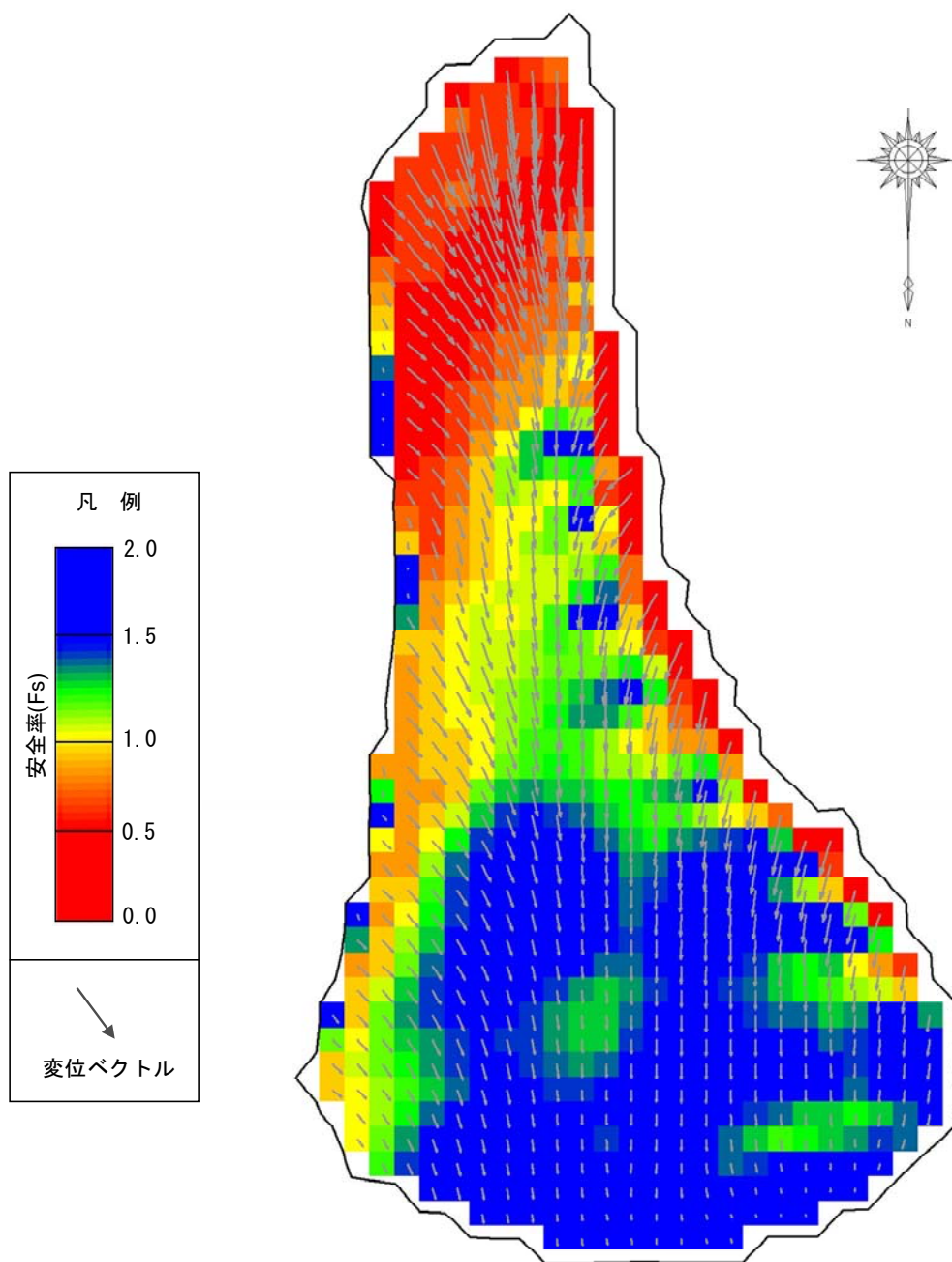


図 6.1.4 RBSM3D による鷺尾地すべりの変位図及び安全率分布

(2) 解析結果

表 6.1.1 から、感度解析と同様に安全率では本手法(RBSM3D)が最も高い値を示した。しかし、5 章の拘束に関する研究では Janbu3D は w/d 比が大きくなると Hovland にほぼ一致するケースが多かったが、本事例においては Janbu3D の方が Hovland に比べ安全率は高くなる。これと同様のことは鵜飼[4]による御嶽崩壊他の研究で Janbu3D の安全率が Hovland に比べ高い結果を示していることなどからも妥当であろう。しかし RBSM3D では多くの事例で Janbu3D に比べさらに安全率が高くなる傾向にある。これは、本解析の方が側方のみでなく、縦方向を含めた三次元形状効果に伴う変位挙動を考慮している解析であるためと考えられる。すなわち、図 6.1.4 に示すように RBSM3D で頭部付近の低安全率（赤色系）部分の変化が大きく、地すべり中心部に対して両サイドから合流するようなベクトル変位が認められており、力が打ち消し合う（拘束）状態にあることがわかる。なお、全体の釣り合いでは、末端の緩斜面地に広がるすべり面で抵抗している様子も読みとれる。また、図 6.1.3 に示すカラム移動方向と図 6.1.2 の移動杭を比べると、地すべり頭部の東端と中心部に移動方向の相違が認められるものの、地すべり西縁から地すべり末端、及び NO.11 杭などとは良く一致している。

6.1.2 狼沢地すべり事例解析

(1) 対象地の概要

対象地である狼沢地すべりは、秋田県の鳴瀬川左岸に広く分布する長大斜面にあつて、長軸延長約 900m、最大幅 550m、最大層厚約 50m の大規模岩盤地すべりである。融雪期や初冬に移動速度を増大させ、年間 20～30cm の移動が確認されている[5]。地質は、第三紀中新世中期女川階に相当する。

小沢層の硬質頁岩、同砂岩、凝灰岩などの互層からなり、地盤構造は西落ち 10～25 度の同斜構造を呈する[6]。対象地のすべり面深度は集水井などで良く観察されており、その位置は明瞭である。すべり面の ϕ' も小さく、すべり面供試体のセン断試験値は 4.65° ～ 7.25° の範囲にある。ただし、リングセン断試験値に基づく ϕ' は若干大きく、最大で 19.31° である[5]。図 6.1.5 に対象地の航空写真を示す。航空写真から見ても BV13-4～10-6 までの範囲の微地形がシワ状の引き張り亀裂が無数に発生しているのが読みとれる。また、図 6.1.6 に移動杭変位及びヒズミ分布を示す。これは平成 4 年以降の計 60 ヶ所の移動杭に対し、平成 14 年までの年平均移動量及び移動方向から 25m メッシュの平面格子点の年平均変化量を x 方向、 y 方向に分離し、クリギングによって求め、その変化量から、地表面格子のヒズミ変化量を求め引き張りと圧縮で色分けして示したものである。

この結果からも、地すべり頭部ほど引き張り亀裂が卓越していること、また末端に行くほど圧縮状態にあることが分かる。

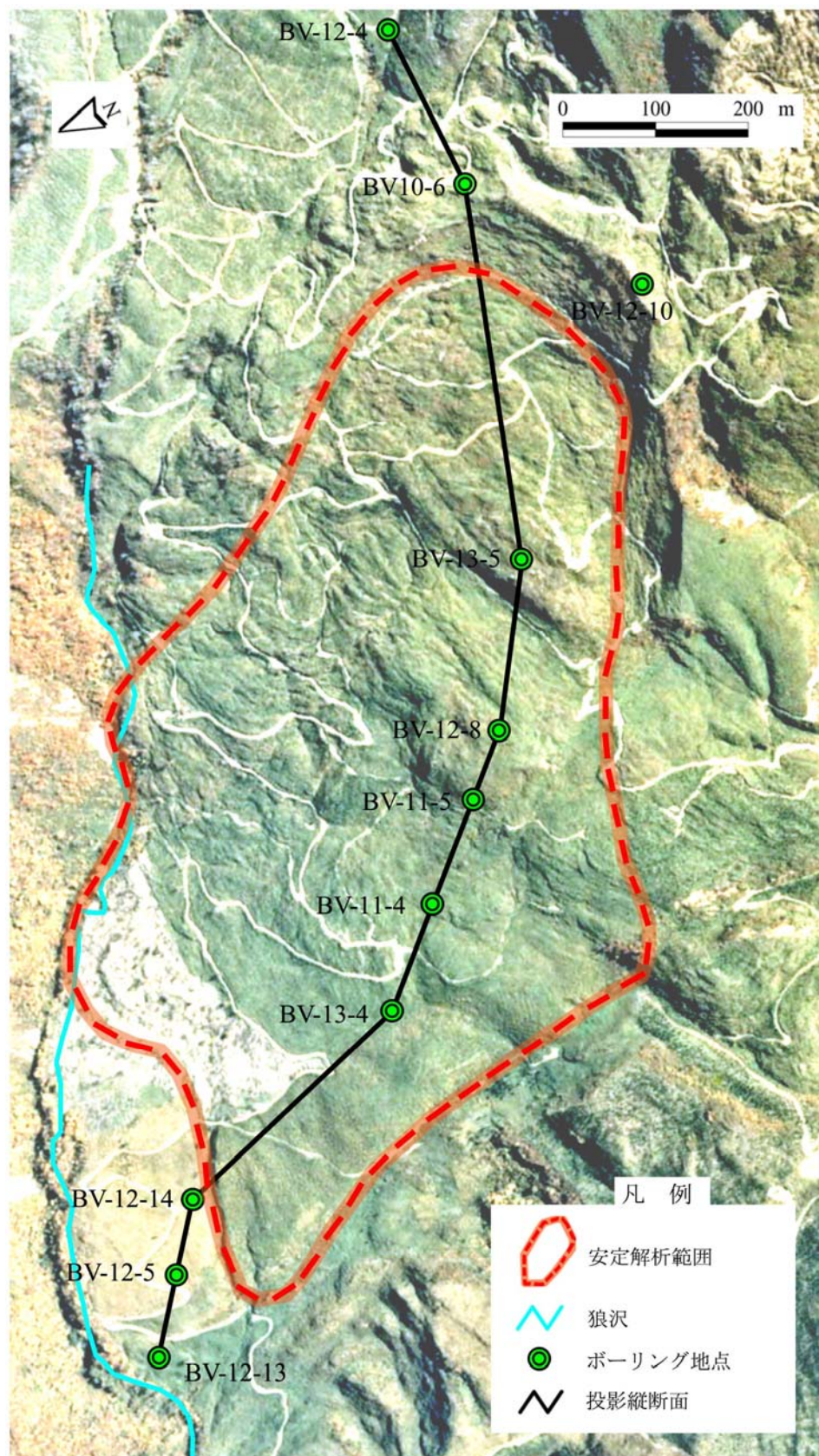


図 6.1.5 対象地域の航空写真（国土地理院 CTO76-13, C2-8）[6]

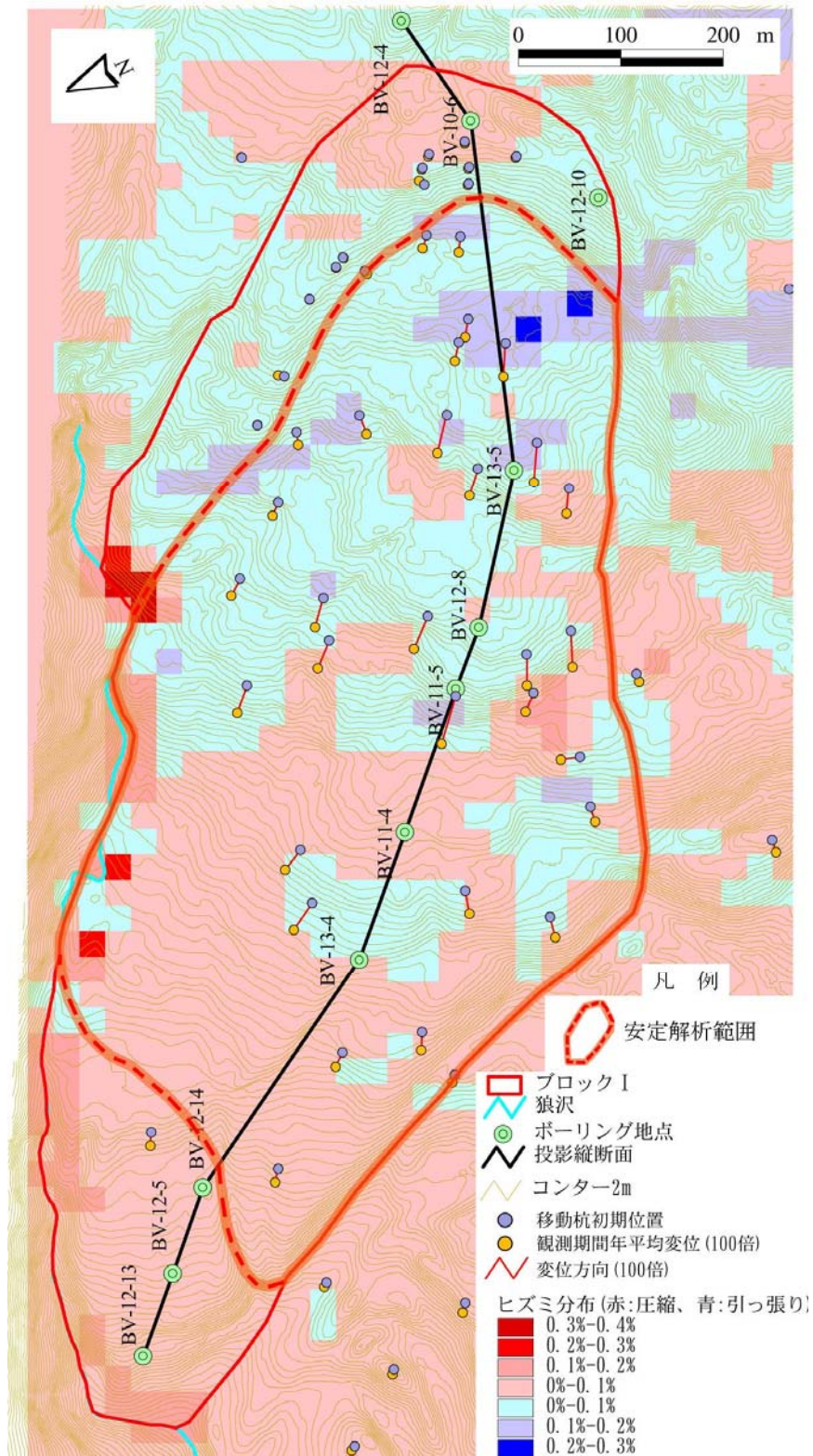


図 6.1.6 移動杭変位及びヒズミ分布[6]

(2) RBSM3D の解析条件設定

得られたすべり面コンターと平成 13 年度の平成 13 年のすべり面に作用する水頭分布をもとに RBSM3D による安定解析を試みた．図 6.1.7 に三次元立体図を，また図 6.1.8 に三次元すべり面立体図を示す．

安定解析に際し，土塊の単体重量を $\gamma t=18\text{kN/m}^3$ と設定し，強度に対しては基本的に $F_s \div 1.0$ になるように設定した．すなわち，当該地区のこれまでの強度試験値を参考に求めた他， $C=0\text{kPa}$ ， $\phi=0^\circ$ の時の ϕ ， C 逆算値なども参考とし，合計 4 ケースについて実施した．表 6.1.2 に各ケース毎の採用土質定数を示す．CASE-1 は，第三紀で良く用いられる $\phi=10^\circ$ の逆算値で， $C=20\text{kPa}$ である．CASE-2 はすべり面のせん断試験による平均値 $\phi=6^\circ$ の逆算値として $C=48\text{kPa}$ を求めた．CASE-3 と CASE-4 は各々 $C=0$ ， $\phi=0$ の時の ϕ ， C ，逆算値で各々 $\phi=13^\circ$ ， $C=90\text{kPa}$ となる．

なお，計算カラム幅 dx ， dy は各々 20m とした．

表 6.1.2 各ケース毎の採用した土質定数

	CASE-1	CASE-2	CASE-3	CASE-4
粘着力 $C(\text{kPa})$	20	48	0	90
内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	10	6	13	0
F_s (RBSM3D)	1.00	1.00	1.01	1.01

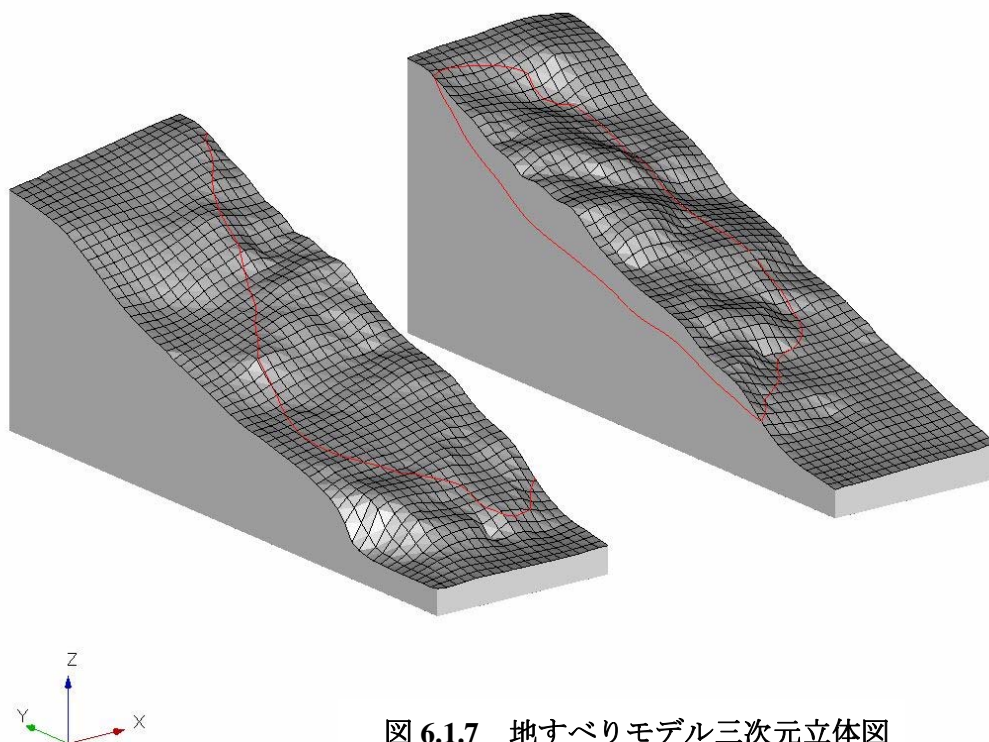


図 6.1.7 地すべりモデル三次元立体図

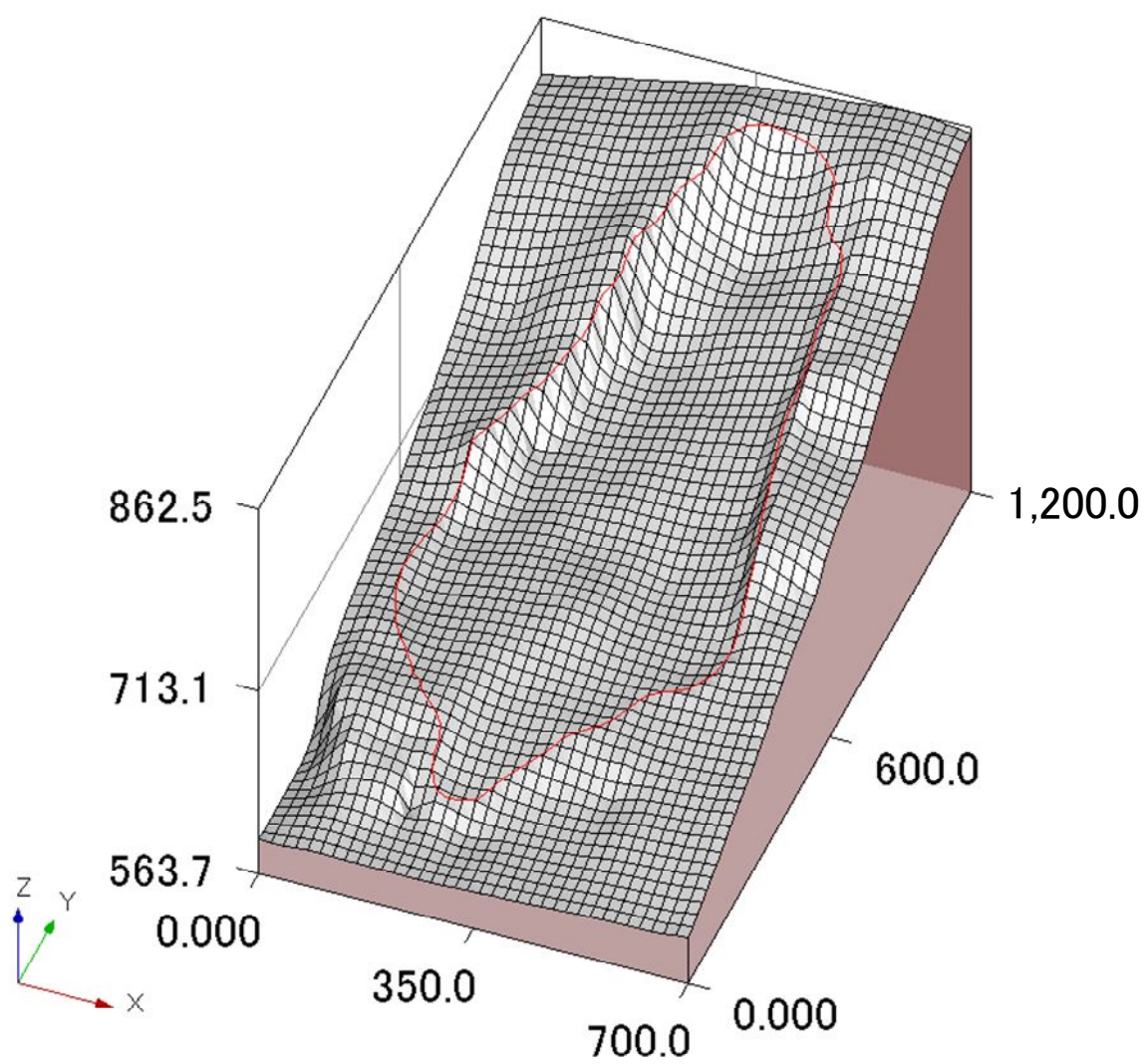


図 6.1.8 すべり面三次元立体図

(3) 解析結果

図 6.1.9 に狼沢の水平変位ベクトルを示す。また、図 6.1.10 には間隙水圧分だけの水平変位ベクトル増分値を示す。図 6.1.9 には図 6.1.6 の移動杭の内重要な移動杭方向 (a~e) を重ねた。また、図 6.1.11 に CASE-1~4 の土質定数毎の安全率分布を示した。図 6.1.9 から移動杭方向と水平変位ベクトル方向がほとんど良く一致しているのが分かる。また、図 6.1.10 に示すように間隙水圧によるベクトル増分量もわずかであるので、地すべりの変位方向に対して、間隙水圧はあまり帰与しておらず主として地すべりの三次元形状が変位に対し強く支配しているのが分かる。

特に、変位ベクトルが相対的に大きい部分は引張型の微地形が多いゾーンに卓越しており、そのことから、すべり面形状が地すべりの移動量や移動方向に強く関与しているのが分かる。

一方、図 6.1.11 のカラム安全率分布をみると、図 6.1.6 に示した移動杭ヒズミ分布と、全体に良く対応している様子が捉えられている。すなわち、 $F_s < 1.0$ (低安全率) のゾーンが頭部にあり、 $F_s \geq 1.0$ (高安全率) ゾーンが末端にあるのはほぼ共通している。ただし、微細にみると CASE-4 ($\phi = 0^\circ$) では、頭部 (高安全率) と末端 (低安全率) のコントラストが強すぎることで、頭部南端サイドに高安全率部が一部認められることなど、現象との乖離がある。これは、内部摩擦角を $\phi = 0^\circ$ としているため、側方高角部の影響が反映されないためと判断される。他方 CASE-3 ($C = 0\text{kPa}$, $\phi = 13^\circ$) では、粘着成分があまり帰与しないモデルであり、他のケースと比べると、高安全率 (青) と低安全率 (赤) とが斑状に分布し、図 6.1.6 との整合に欠ける。また、このように圧縮と引き張りを繰り返すようなモデルでは応力場が一定とならず、地すべりが一体となって変動することが困難となるのではないかと判断される。しかしながら、実際には、全体として概ね一体化した変動であることから粘着成分、 $C = 0\text{kPa}$ まで至っていないと考えるのが妥当であろう。他方 CASE-1, CASE-2 は、ほぼ図 6.1.6 に示すヒズミ分布に良く対応し、特に頭部の引き張りゾーンが卓越する中で、局所的な圧縮などがある。移動杭の状況とも極めて良い一致を示しており、地すべりモードとして大略正しいと判断される。

このように、地すべり現象について、RBSM3D を用い解析結果の水平変位ベクトルと安全率分布を組み合わせ考察することで、地すべり挙動に対する機構解析への理解が深まることが分かる。

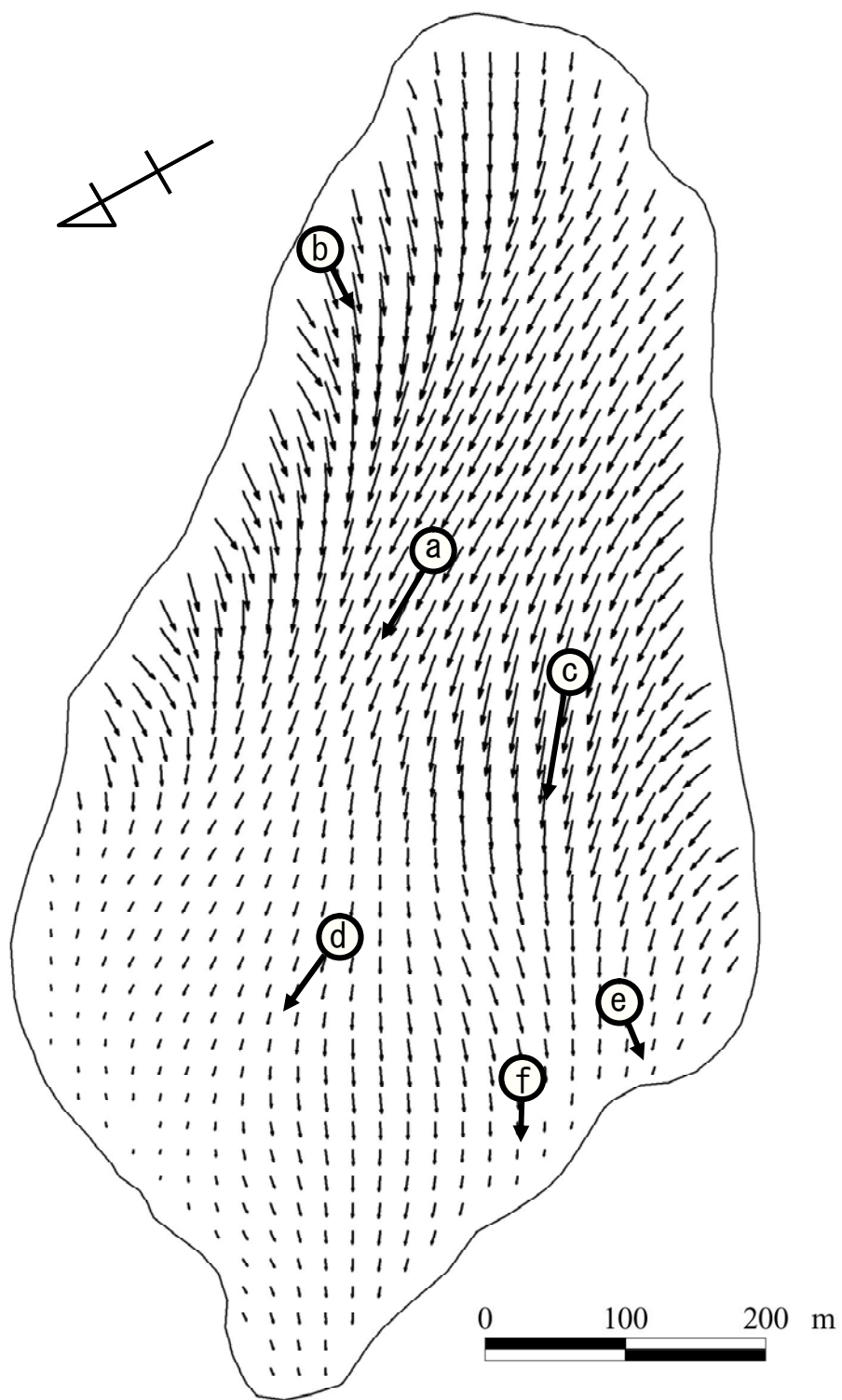


図 6.1.9 狼沢水平変位ベクトル

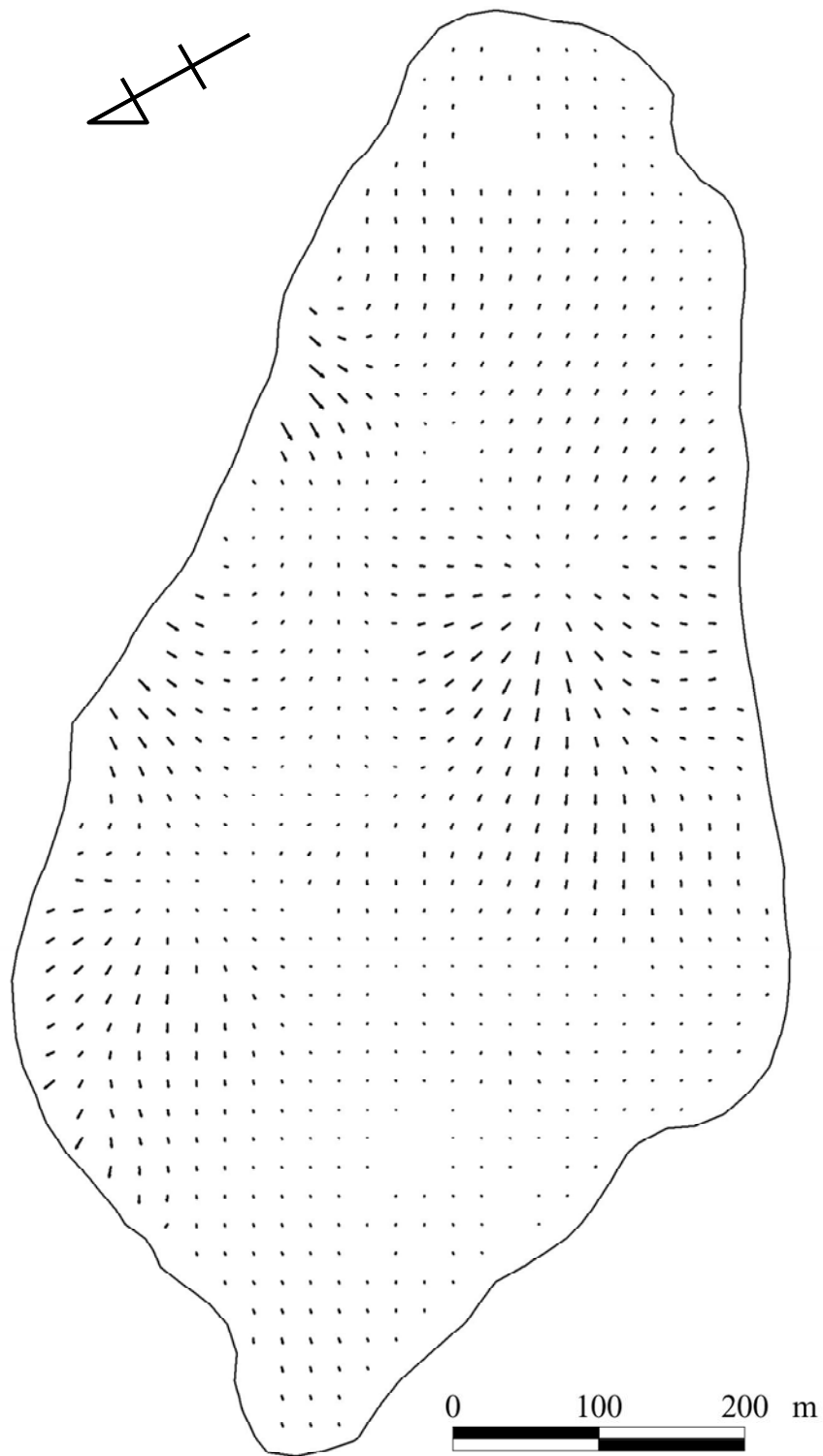


図 6.1.10 間隙水圧増分水平変位ベクトル

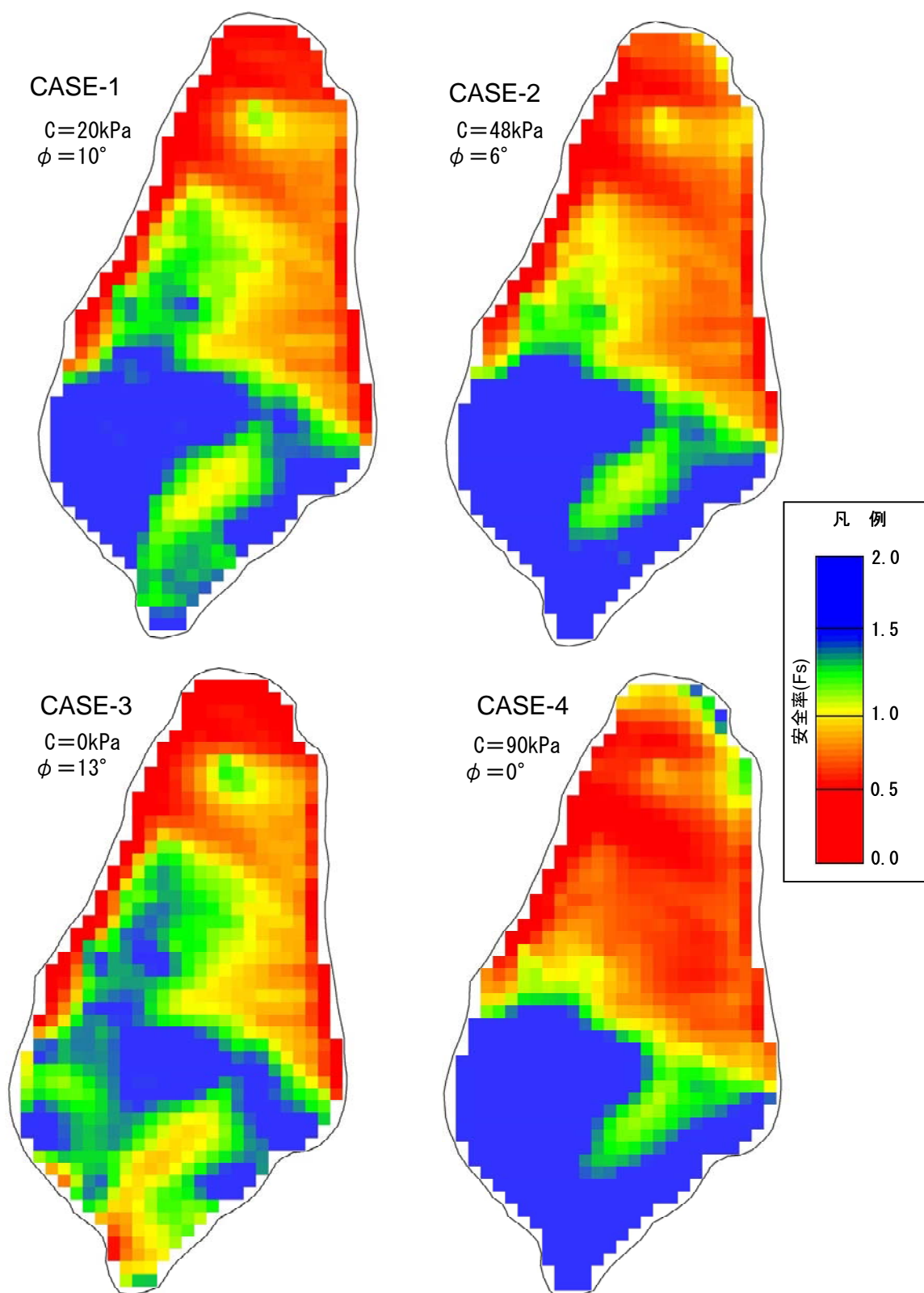


図 6.1.11 CASE-1～4 のカラム安全率分布

6.2 トンネル掘削とアンカー効果

6.2.1 道路トンネル掘削工事の地山挙動再現解析

(1) 対象斜面の概要

図6.2.1に、対象斜面の概略平面図と図6.2.2に概略断面図を示す。対象斜面は、粘版岩・砂岩の分布する細く伸びる尾根状地形の中腹に位置するところで、道路トンネルの工事中に斜面変動が生じ、対応を検討した箇所である。

トンネルの天端より、尾根を取り囲む遷急線までの標高差は15m程度であり、掘削前の上方斜面には、高さ2～3m程の崖が連続していた。

対象斜面においては、図6.2.3のトンネル坑口切土面スケッチに示すように、露頭観察により、N60W、60N及びN20E、60Nの2本の断層系の存在が確認された。そのため、調査ボーリングを行ったところ、この2本の断層系により、クサビ破壊の可能性が否定できないと判断された。調査・検討の結果、図6.2.4の解析断面図に示すように、数本の想定すべりを考慮し、アンカー工（4.5m間隔、施工段数2段、打設角16°、55tf/本×アンカー6本、初期緊張 36～37tf/本）による対策が施されたが、掘削に伴う変状の有無の確認および安全対策として、斜面上に伸縮計およびアンカー荷重計等の各種計器による観測が実施された。計測機器の位置については、図6.2.1、図6.2.2に示す。最終的には、最終掘削法面観察時にトンネルの天端にぎりぎりかかるところにN20W、24Wの低角破碎面も存在していて、この3系列のクサビ破壊についてその可能性が懸念された。

対象斜面において設計どおりに6本のアンカーが施工されたが、トンネルの掘進に伴って設置された計測機器に変状を記録した。斜面の変状はトンネルの掘進長が坑口よりほぼ30m付近に至るまで認められた。なお、アンカーの荷重増大は、設計荷重内で終息するとともに、現在トンネルは完成しそれ以後変状の報告は無い。

(2) 対象地に対する研究方針

本研究では、i) 切土面観察からボーリング調査を経て、「事前調査」としてどのような仮説を立て、どのような解析を経て対策工及び観測計画を策定したのかを明らかにする。また、ii) 「事後評価」として実際の挙動観測によって、明かとなった地すべり破壊モードと、トンネル掘削の内空変位に伴う応力変遷及び、アンカー荷重応答状況を2次元のRBSMを用いて検討する。次にiii) 三次元のモデル形状を構築し、本論のRBSM3Dを用いてすべり変位、及びアンカーの応答と全体の安定度を再現する。

(3) 対策斜面の事前（切土完了前）評価と対策の概要

i) 基本方針

トンネル掘削前に、切土法面観察及び調査ボーリング等々を用いて、斜面に対する安定性を検討した際の対策工設計の基本方針は以下のとおりであった。

- ・クサビ型すべりを想定し簡便スライス法にて検討する。
- ・破碎帯が数本想定されたため、これらについて計画安全率 $PFs \approx 1.05$ となるアンカー力を対策工として用いる。
- ・土塊強度 C , ϕ については、対岸の切土施工中に発生した岩盤すべりを参考にして設定する。
- ・計画安全率が基本的に小さく、すべり破壊モデルについても不確定要素が大きいので、アンカー荷重計，地中伸縮計，地表伸縮計によりモニタリングし，工事の安全を計る。

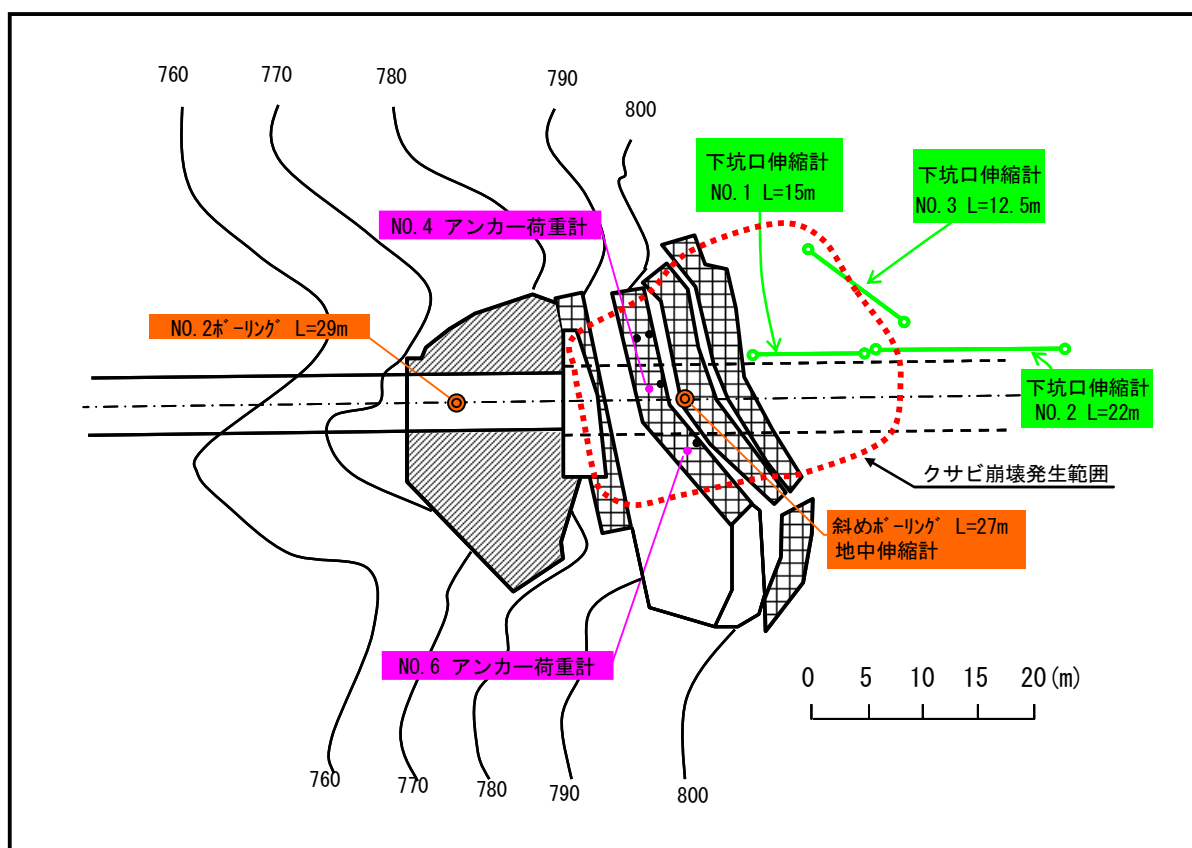


図 6.2.1 斜面概略平面図

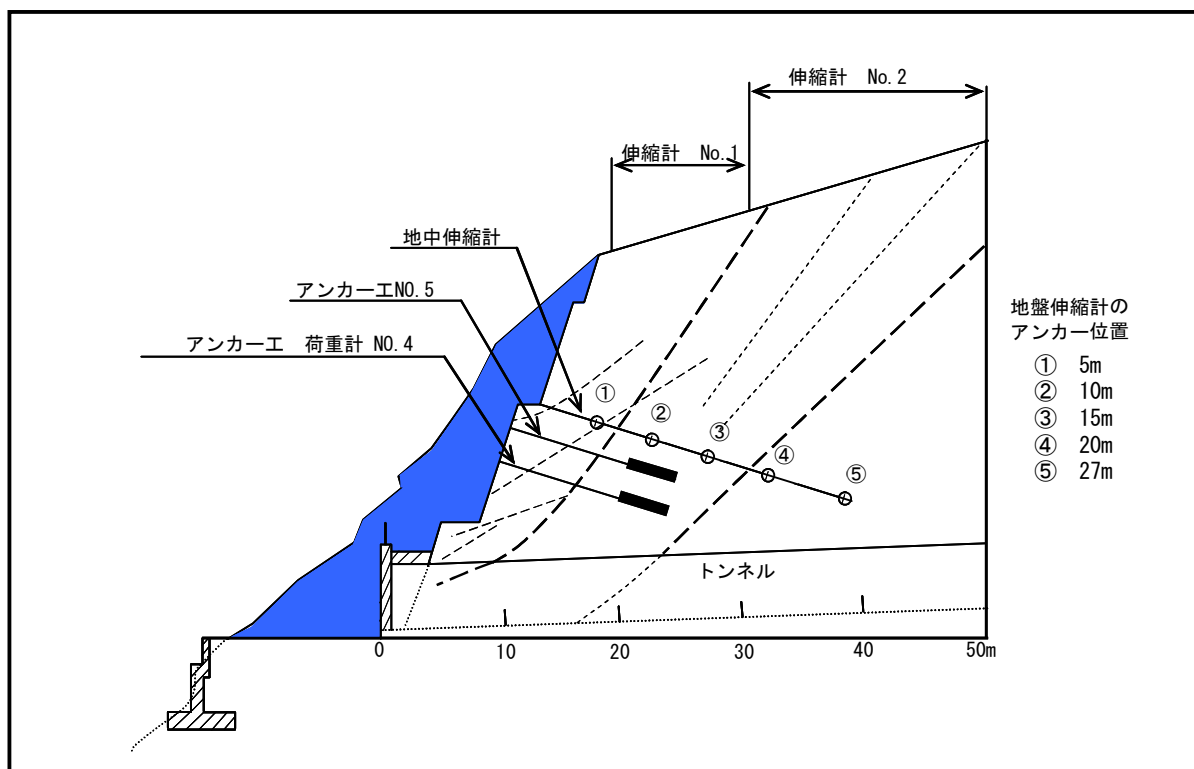


図 6.2.2 対策斜面断面図（道路センターライン）

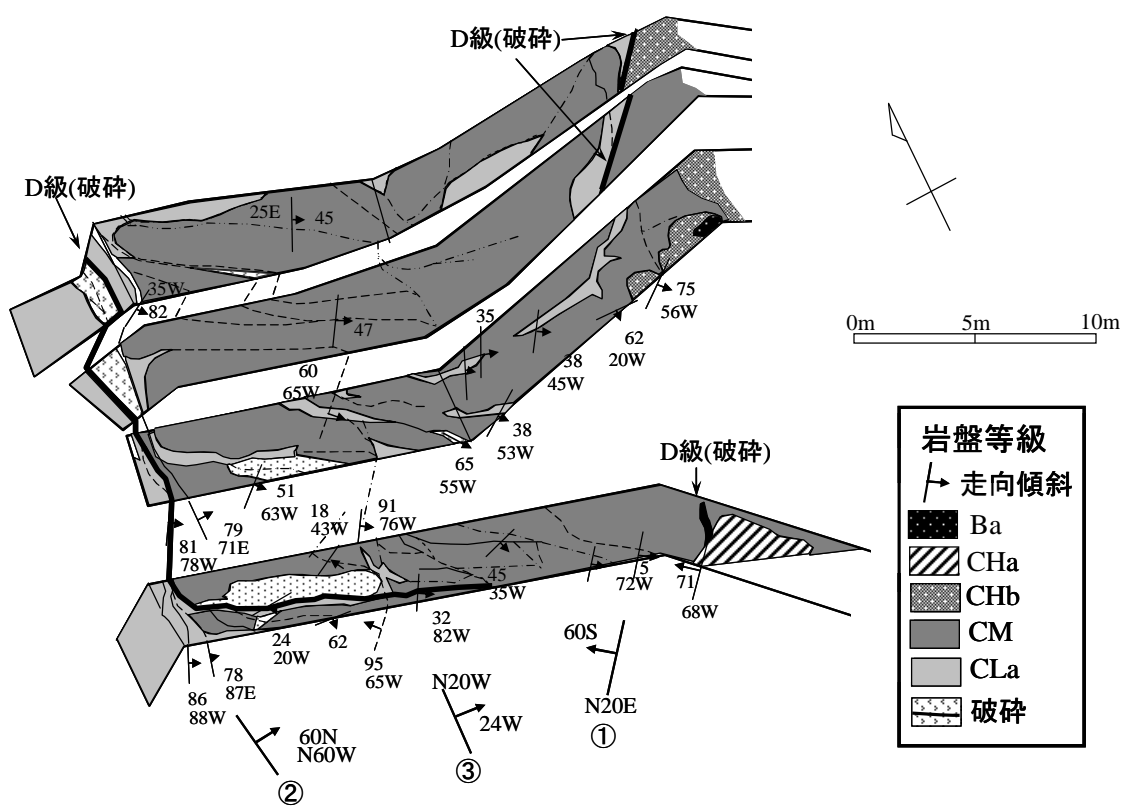


図6.2.3 トンネル坑口部切土面スケッチ図

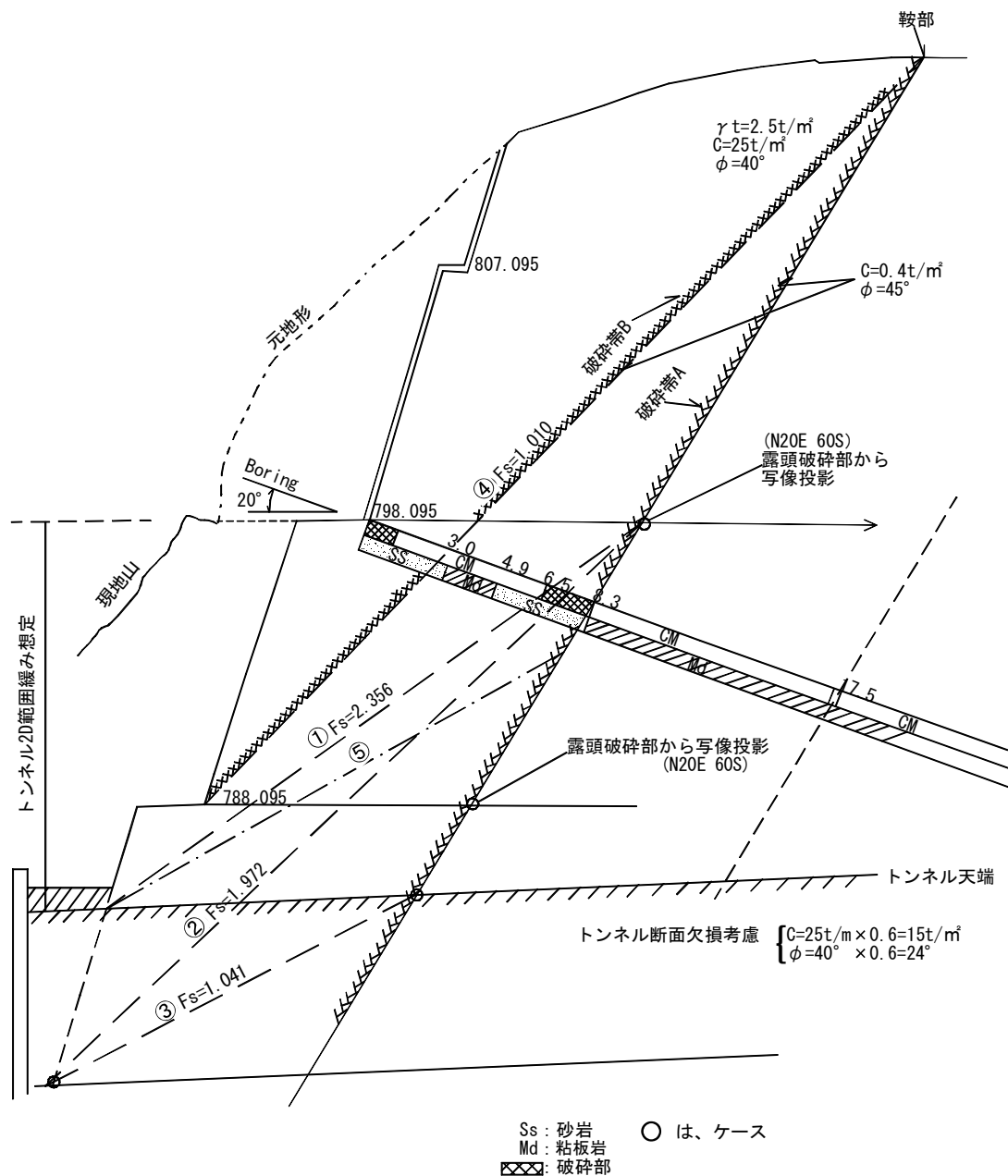


図6.2.4 事前評価時のすべり想定線①～④と

二次元RBSM解析時の安定性評価すべり線⑤

ii) 安定解析

図6.2.3に示したように、当初線すべり線①～④が想定された。なお、その後のモニタリングから推定されたモデルすべり線は⑤である。

ただし、事前評価は、①～④のすべり面に対して検討し以下のように判断した。

a) 主断面図上をみる限り、破碎帯A末端はトンネル下端においても地山（岩盤）内にあり、このままではすべりに至ることはない。

b) しかし、トンネル掘削による緩み影響、断面欠損によるC、 ϕ の低下を考慮すれば、すべりの可能性を否定できない。

したがって、トンネル掘削による通常の緩み影響を2D（D:トンネル幅）と考えると緩みは、標高798m付近までと考えられるので、次の4ケースについて検討する。

ケース① :破碎帯Aからトンネル末端へ至る。

ケース② :破碎帯Aからトンネル切土法尻へ至る。

ケース③ :トンネル天端から、トンネル切土法尻へ至る。

ケース④ :破碎帯Bから鞍部と結ぶ直線

c) C、 ϕ の根拠

対岸の施工区斜面において発生した崩壊（図6.2.5）について切土前、切土後に対するC、 ϕ 図を作成した。また、崩落面は ϕ 材で40°～45°内にあると判断し、C、 ϕ 図から、 $C=0.4\text{tf/m}^3$ （ $C=4\text{kPa}$ ）、 $\phi=45^\circ$ とした。ちなみに、試験値から単位体積重量は $\gamma_t=2.5\text{tf/m}^3$ （ $\approx 25\text{kN/m}^3$ ）とした。

d) 当地区の計画安全率（PFs）を設定するにあたり、林道ではあるもののトンネル等の重要構造物が坑口にあるので $PFs=1.05\sim 1.10$ とする。

切土後形状における①～④の安定解析の結果をまとめると以下のとおりである。

ケース①	．．．．．	$F_s=2.356$	> 1.1	OK
ケース②	．．．．．	$F_s=1.972$	> 1.1	OK
ケース③	．．．．．	$F_s=1.041$	< 1.1 (1.05)	NG
ケース④	．．．．．	$F_s=1.010$	< 1.1	NG

ここで、切土のみでも不安なケース④に対して、計画安全率 $PFs>1.10$ とするがケース③に対しては掘削時の緩みを極力抑える場合、切土時～トンネル掘削時の安全率は必然的に上昇することが期待される。したがって、ケース③に対しては計画安全率 $PFs=1.05$ 以上とした。

iii) 事前評価時の対策工

事前評価時の対策工は前もって与える荷重により緩みを極力抑えることが可能なアンカー工が検討された。設計に際しては、ケース③、④を比較した結果、ケース④に対して計画安全率 $PFs \geq 1.10$ のときの抑止力 $Pr=26.47\text{tf/m}$ ($\approx 270\text{kN/m}$) で計画されている。(但し、実情モデルに近いケース⑤の安全率は $Fs=1.083$ でありこの場合アンカー工は二次元安全率にして4%の増大しか見込んでいないことになる。)

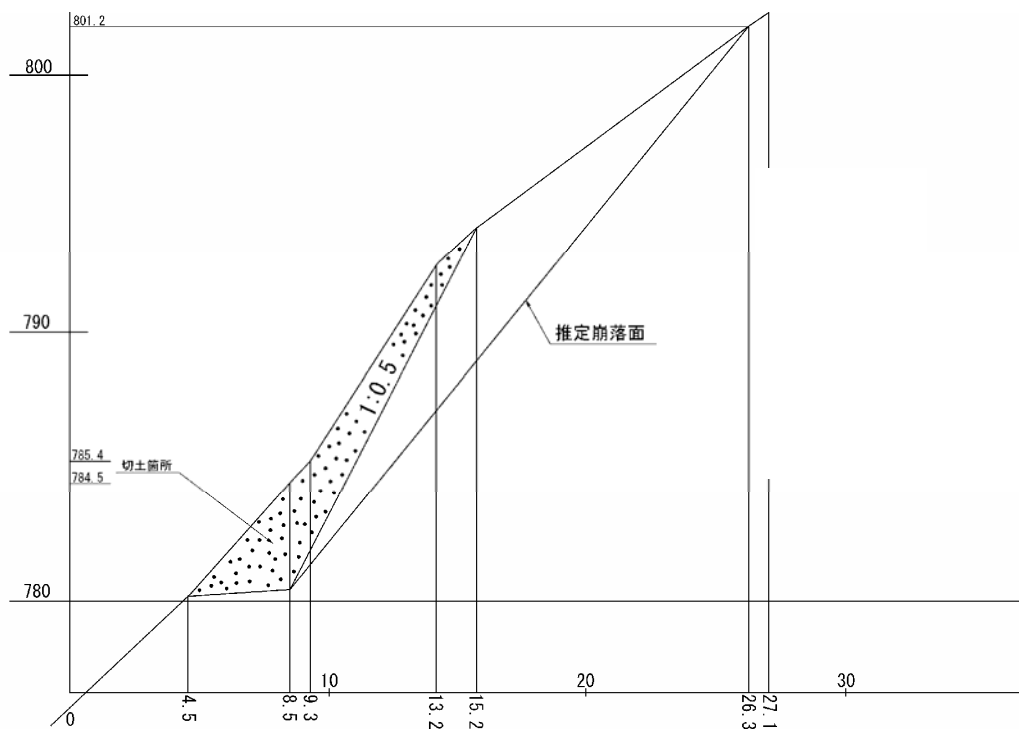


図 6.2.5 対岸施工区の崩壊現況断面図

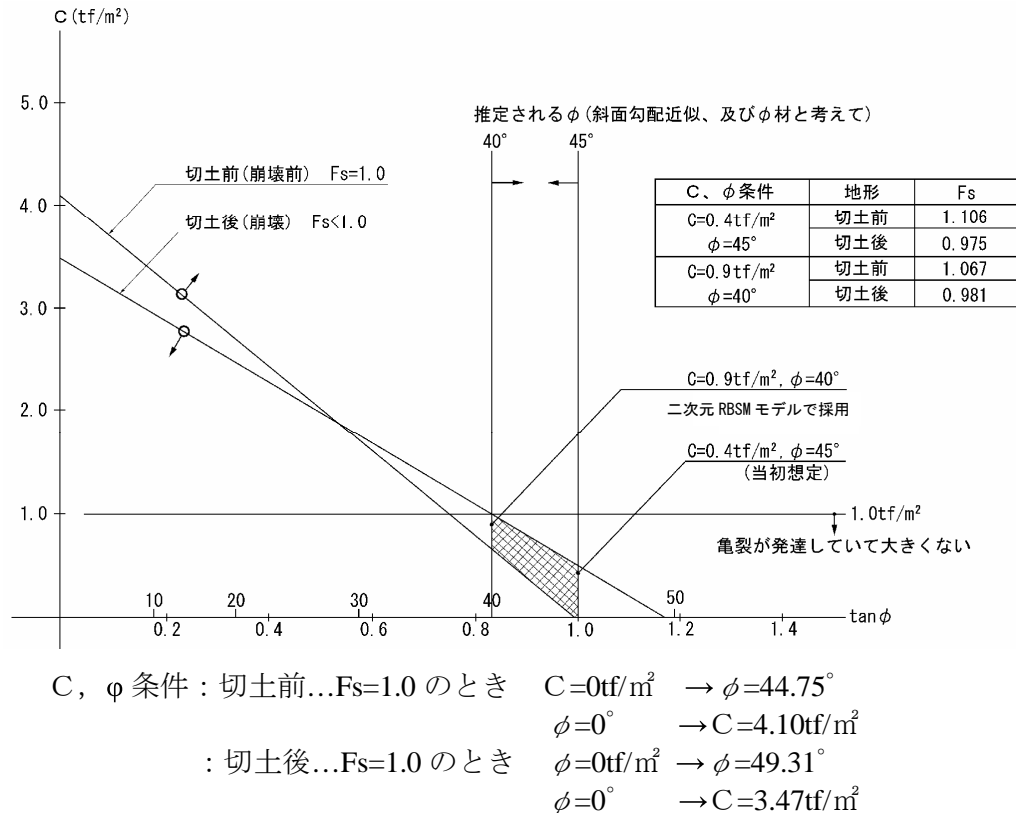


図 6.2.6 対岸施工区の崩壊再現 C, φ 図

(4) 二次元 RBSM による対象斜面のモデル及びアンカー荷重応答再現

i) すべり発生概要

これまでの観測の結果，トンネル掘削の緩みに伴い地すべり変動が生じ，伸縮計，地中伸縮計，アンカー荷重計などから詳細が判明した．すなわち，伸縮計 NO.1 で変動がなく，地中伸縮計 (①5m) にも変動が認められないものの，他の計器には変動が全て認められたことから，図 6.2.7 の様なすべりが発生していることが分かった．これは，図 6.2.4 の破碎帯 A に相当している．ここでは，これらの観測値をもとに二次元 RBSM を用いて対象斜面の挙動及び，アンカーの荷重応答を再現して評価する．

ii) 対象斜面のモデル化

図 6.2.7 地質断面図をもとに，図 6.2.8 の解析モデルを作成した．

(境界条件)

モデル底面 : $X, Y, \theta(Z)$ を固定する．

モデル山側面 : X, θ を固定, Y を自由とする．

(アンカー条件)

- ・梁要素とする.
- ・非地すべり安定岩盤に Fix させる. この軸力増分がアンカー荷重の増大分となる.

(メッシュ)

- ・亀裂構成及びアンカー方向を目安に境界作成
- ・要素数を概ね 500 とする.

(要素を小さくしすぎると, 微小範囲ですべりメカニズム発生し, 終了する恐れあり)

iii) 土質定数の設定

RBSM モデルの土質定数については, 近隣施工区の地すべり斜面で三軸試験などから設定されている既存資料の数値を参考にして設定した.

表 6.2.1 土質定数一覧表

記号	地質区分	岩級区分 (風化)	単位体積重量 γ_t (tf/m ³)	粘着力 C (tf/m ²)	内部摩擦角 ϕ (度)	変形係数 E_s (tf/m ²)	ポアソン比 ν
CH	① 非クリープゾーン	CH 級 (Rf)	2.7	200.0	45	200000	0.10
CM	② 弱クリープゾーン	CM 級 (W3)	2.5	25.0	40	50000	0.15
CL	③ クリープ風化ゾーン	CL 級 (W2)	2.2	12.0	36	10000	0.15
D	④ 粘土状強風化ゾーン	D 級 (W1)	2.0	2.8	32	8000	0.25



表 6.2.2 土質定数のまとめ

地層	地質区分	区分	γ_t	C	ϕ	E_s	ν
1	トンネル	—	2.700	1000.0	45.00	5000000	0.10
2	非クリープ	CH	2.700	200.0	45.00	2000000	0.10
3	弱クリープ	CM	2.500	25.0	40.00	50000	0.15
4	破碎粘土	D	2.500	3.5	40.00	5000	0.15
5	弱クリープ	CM	2.500	10.0	40.00	10000	0.15

(尚, 解析に際し, 事前評価の c , ϕ を用いるとモデルの再現ができなかった.)

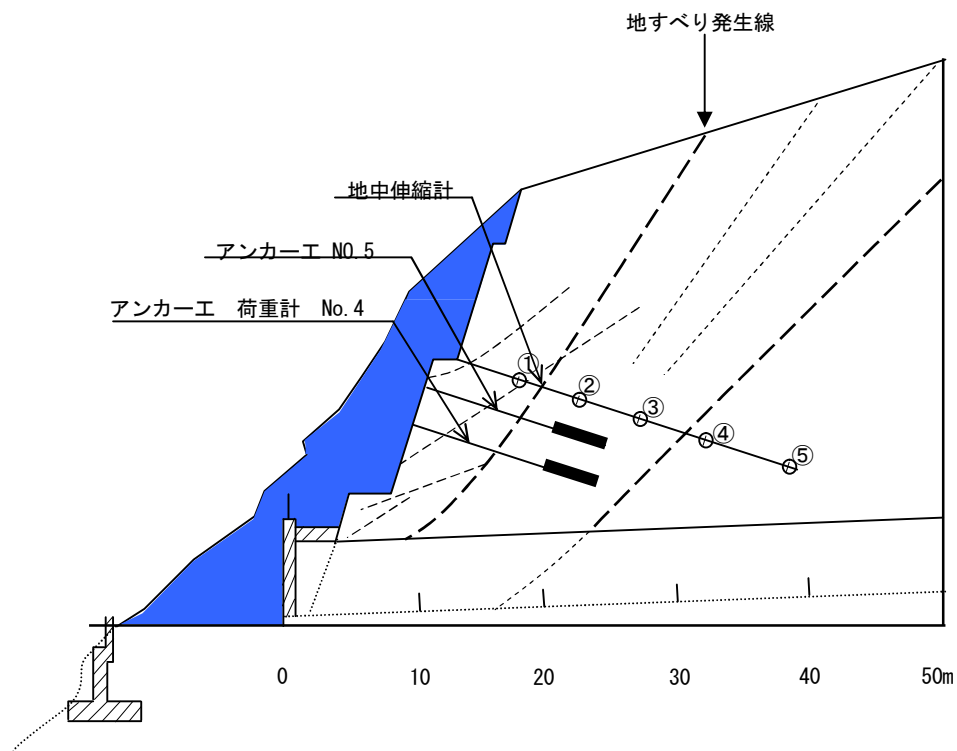


図 6.2.7 地質断面図

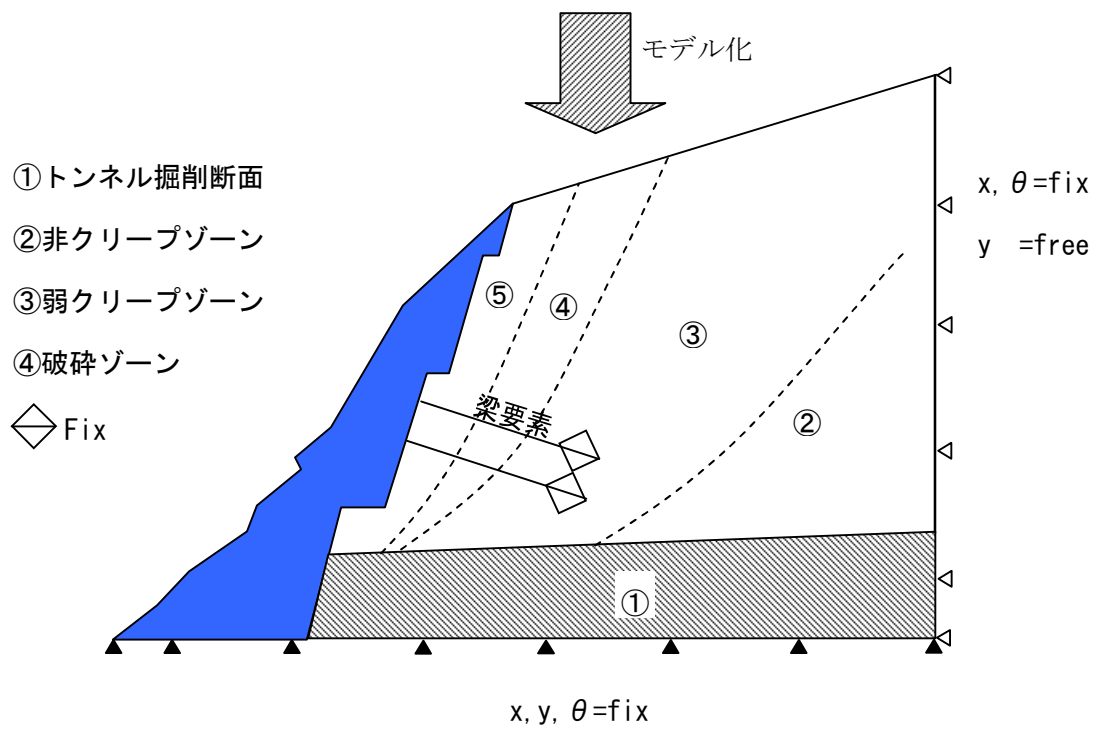


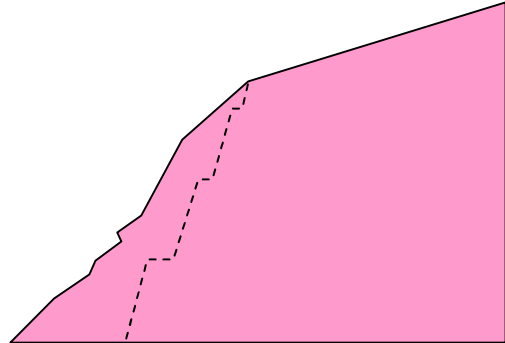
図 6.2.8 解析モデル図

(3)解析の流れ

応力・変位解析フローを図 6.2.9 に示す．また，それぞれの条件を表 6.2.3 に示す．

Step(1)切土前

条件： $F_s > 1.0$



Step(2)切 土①

条件： $F_s > 1.0$

Step(3)切 土②

条件： $F_s > 1.0$

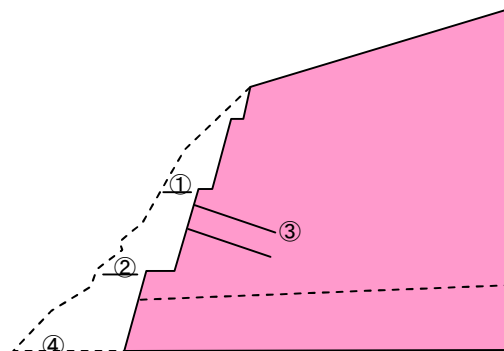
Step(4)アンカー③

条件： $F_s > 1.0$

Step(5)切 土④

条件： $F_s > 1.0$

同時施工
(逆巻工法)



Step(6) トンネル掘削時

天端変位を与え掘進時観測

の荷重及び変位を再現する．

- ・ 再現モデル① 10m 掘進時
- ・ 再現モデル② 20m 掘進時
- ・ 再現モデル③ 30m 掘進時

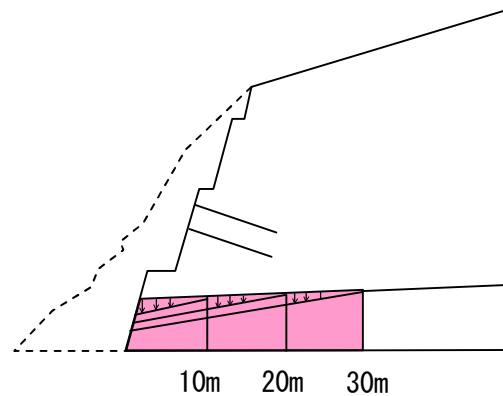


図 6.2.9 応力・変位解析フロー

表 6.2.3 応力・変位解析の条件

ステップ		再現条件	計器の判定
(1)		切土前	不 動
(2)		切土① EL=798.095m	不 動
(3)		切土② EL=788.095m	不 動
(4)		切土②+アンカー③ 初期アンカー1本 35~40tf×6本 (37tf)	不 動 荷重計 No.4...38.9t 荷重計 No.6...37.6t
(5)		切土④	不 動
(6)	①	トンネル 10m 掘削時 推定沈下量 最大約 4mm	地中伸縮計 NO.2...9mm 伸縮計 No.2...5.4mm 荷重計 No.4...44.6t 荷重計 No.6...45.2t
	②	トンネル 20m 掘削時 19m 掘削時天端沈下 推定沈下量 最大約 6mm	地中伸縮計 NO.2...11mm 伸縮計 No.2...8.5mm 荷重計 No.4...47.7t 荷重計 No.6...46.4t
	③	トンネル 30m 掘削時 30m 掘削時天端沈下 推定沈下量 最大約 10mm	地中伸縮計 No.2...14mm 伸縮計 No.2...8.3mm 荷重計 No.4...48.7t 荷重計 No.6...47.5t

尚, Step(6)の再現にあたり初期アンカー力 37tf/本 (≒370kN/本) を外力として与え, その後天端変位を実測値に応じて与えることによって, セットされた梁要素 (アンカー部材) の軸力の増加分をアンカー荷重の増分として 37tf/本 (≒370kN/本) に加える.

全体の解析モデルは, 天端変位に対する

① アンカーの増分

② 伸縮計の変位量

を再現することにある.

IV) 計測データの整理

図6.2.10に計測されたデータのうち, 最も顕著な変動を記録した11月22日から翌年2月28日までの, 時系列で整理し示した. 以下に, それぞれの計測結果について述べる. また, 表6.2.4には, 掘進長と各計器の測定結果を示した.

(1)斜めボーリング地中伸縮計

地中伸縮計は, N0.1~N0.5の5機が設置された.

N0.1伸縮計では変化は計測されていないが, N0.2~N0.4では, 掘進に伴ってしだい

に変位が大きくなる。特に、N0.5については、掘進直後より変位が認められる。N0.2～N0.4では、掘進長が15m超えた付近から急激に累積している。

変位量は、最終的には、N0.2～N0.4で17mm、N0.5で15mm程である。

(2)伸縮計

N0.1～N0.3の伸縮計により計測されている。N0.1ではほとんど変位は認められない。N0.2、N0.3の伸縮計では、掘進に伴って徐々に変位の累積が認められる。その傾向は掘進長が17m程度まで続き、8mm程の変位が認められた。それ以後は、変化量が徐々に少なくなっている。

(3)アンカー荷重

N0.4、N0.6のアンカーにおいて計測されている。

N0.4、N0.6ともに、掘進直後よりアンカー荷重の増加傾向が認められる。初期の荷重は、それぞれ39tf、37tf程度であるが、掘進長が18m程度まで急激な増加が見られ、その後は、増加量が激減し、安定方向へと向かっている。

最終的には設計荷重(55tf)内の荷重増で収束している。

(4)天端沈下量

天端沈下量は、トンネル坑口より4.5m (TD4.5) 、 14m (TD14) 、 24m (TD24) で計測されている。最終的な変位量は各々-10mm、-4mm、-3mmである。掘進と共に若干の上下動があるものの、概ね沈下の累積傾向が認められる。

ただしこれらの天端沈下量は光波測量のため、精度に難があること、また測定時期が掘削切羽を過ぎて初めて初期値を得ること等により、実際の変位より過小に見積もっている可能性が高い。このため最終沈下量を目安に考えて、各段階で既に沈下の累積があったと判断し、これらを見積りに加えることによって解析に資することとする。

表6.2.4 掘進長と各種計器の測定結果

掘進長	日付	土圧計				地 表						地中伸縮計		天端沈下 (mm)		
		(tf)				伸縮計(mm)						(mm)				
		④		⑤		NO.1		NO.2		NO.3		NO.1	NO.2			
3m	1997/11/22	39	0	38	0	-0.4	0	1.9	0	1.7	0	-5	0	5	0	—
10m	1998/1/29	45	6.3	45	7	0.5	0.9	5.4	3.5	6.2	4.5	-6	-1	9	4	—
20m	1998/2/18	48	8.8	46	8.8	0.6	1	8.5	6.6	8.2	6.5	-6	-1	11	6	—
30m	1998/3/5	49	9.8	48	9.9	0	0.4	8.3	6.4	8.9	7.2	-6	-1	14	9	TD4.5 -10 TD 14 -4 TD 24 -3

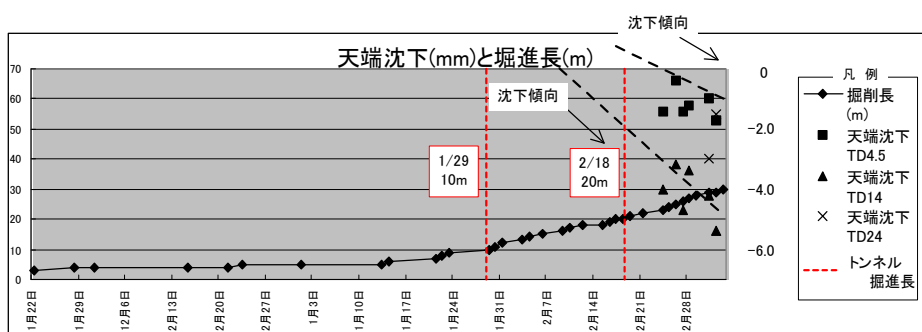
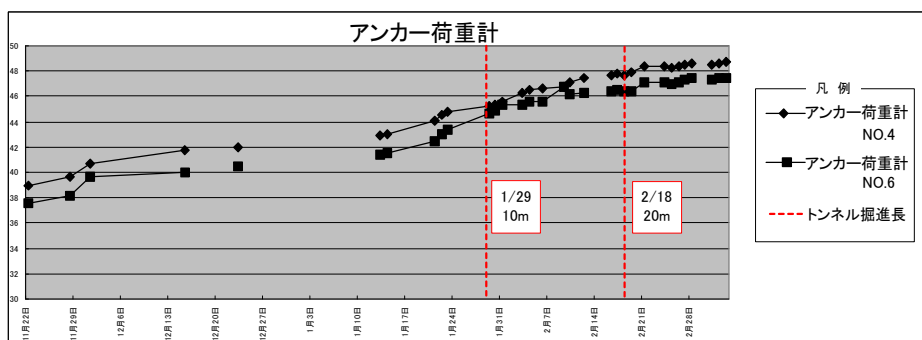
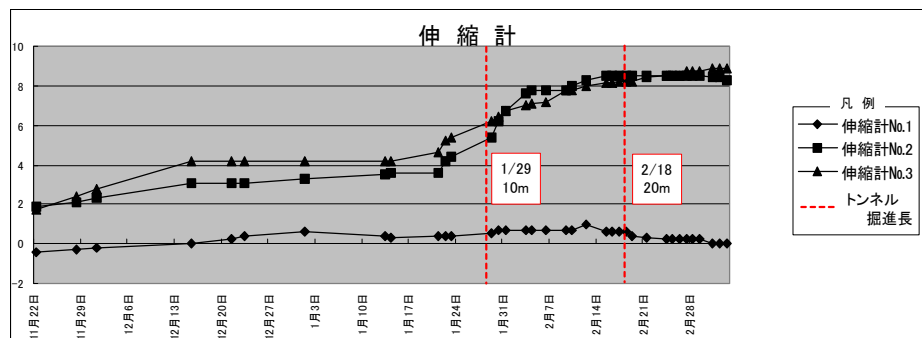
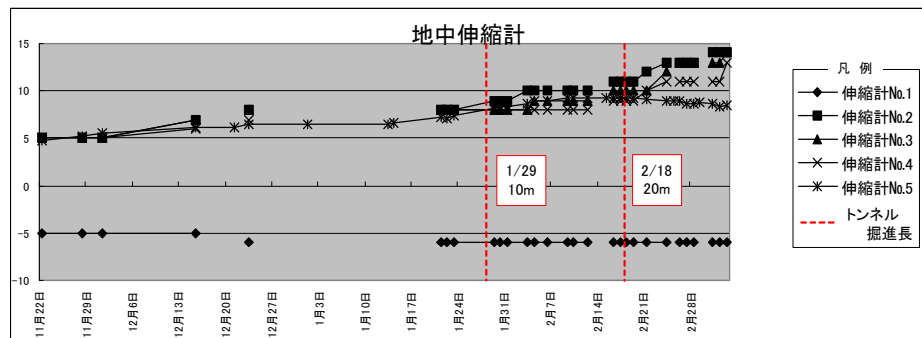


図 6.2.10 現地観測結果

V) 二次元 RBSM による現象の再現

a) 斜面切土とアンカー対策の再現

すべり線の発達状況及び要素変位図を図 6.2.11 と図 6.2.13 に示す。表 6.2.5 に図 6.2.4 のすべり線⑤に対し斜面切土とアンカー施工までの二次元 RBSM (①) の安全率の推移を示す。これらの安全率の推移を見る限り、切土前と切土①が $F_s > 1.0$ であり、現況に矛盾していないことがわかる。

尚、相対安全率②ではアンカー対策を実施したステップ(A)を $F_s=1.00$ として評価した。その結果、アンカー荷重の増分は 5%と見込めることがわかる。また、事後評価の 1 つとして $C=0.9\text{tf/m}^2$, $\phi=40^\circ$ (図 6.2.6 参照), を用いて従来手法である簡便スライス法による安全率③を比較の為計算した。

表 6.2.5 安全率の推移

ステップ	安全率			推 移	再現性
	①RBSM	②RBSM 相対安全率	③簡便 スライス法		
(1)切土前	1.484	1.195	1.237		OK
(2)切土①	1.5	1.208	1.191	切土は頭部除去となり、安全率は2ポイント上昇	OK
(3)切土②	1.181	0.951	0.934	末端切土となり、安全率は32ポイント低下（現実には逆巻でこのケースはない）	—
(4)切土②+アンカー③	1.242	1.000	0.990	アンカー(37t/本)によって安全率は6%上昇	OK

b) トンネル掘削時の再現モデル

トンネル掘削時の再現モデルをすべり線及び変位ベクトルの進展及び、安全率の変化について図 6.2.11～図 6.2.13 に示す。また解析結果を表 6.2.6 に示す。

- ・ 10m 掘削時のモデルでは、トンネル天端における観測値に基づき、0.3～0.8mm の強制変位を与えた。この時の実際のアンカー荷重計は、約 45tf である。モデルの軸力値増分は 7.31tf で初期値から見て 44.31tf で良く再現している。モデル掘削前との差分変位は、頭部（伸縮計 No.2）で 3mm、地中伸縮計で 2.5mm の変位となる。実測値は 3.5～4.0mm で約半分の値であるが大略再現している。
- ・ 20m 掘進時のモデルでは、トンネル天端における観測値に基づき、坑口を最大にして 6mm までの強制変位を与えた。この時アンカー荷重計は、約 47tf まで増加しているがモデルでは軸力増分を含めて 45.02tf で、わずかに少ないが概ね再現している。モデル掘削前との差分変位は、頭部で 10mm 地中で 7mm 程である。実測値も 6mm～7mm を示し、現況を再現している。現象的にも、変位速度が最も大きい時期であり、概ね

再現しているといえる。

- ・ 30m 掘進時のモデルでは、トンネル天端における観測値に基づき、最大 10mm 変位を与えた。この時のアンカー荷重計は約 48tf を示し頭部変位は掘削 20m 時点からあまり増加していないものの地中では 9mm まで増大している。

解析値変位の増大はあまり認められないが、アンカー荷重は軸力増分を含めて 47.02tf まで上昇し、良く再現している。

- ・ すべり線の発達状況は、図 6.2.11 の (6) (7) を見てもわかるように、想定されたすべり線（図 6.2.4 の⑤）に近いところで生じている。
- ・ 安全率の変化はあまりない。これは、変位に応じてアンカー荷重を増大させることで釣合いを保持させているためといえる。

表 6.2.6 トンネル掘進時解析結果

ステップ	天端変位(mm)		アンカー荷重(tf)		地表伸縮計 NO.2(mm)		地中伸縮計 NO.2(mm)		安全率
	推定値	入力値	実測値	解析値	実測値	解析値	実測値	解析値	
掘削前	なし	なし	37	37	—	—	—	—	1.242
10m	4	4	約45	44.31	3.5	3	4	2.5	1.24
20m	6	6	約47	45.02	6.6	10	6	7	1.248
30m	10	10	約48	47.02	6.4	10	9	8	1.247

VI) 従来手法との比較と評価

- a) 従来手法（簡便スライス法）では、事前の予測において不確実要因を多くのすべり線を仮定し安全率でのみで評価せざるを得ないものの、二次元 RBSM は変位、すべり線の発達などを含めて総合的に判断できた。

- b) トンネルの応力解放については、従来手法では解析し得ないため、 c 、 ϕ の強度低下として考慮した。二次元 RBSM では、トンネル支保工の剛性などを評価し、欠損（空洞）部分を見込むことが解析上可能である。また、今回トンネル変位を既知として変位を与えることによって、アンカー荷重が設計範囲内であることが再現された。

これは、事前解析として、トンネル天端変位を何 cm まで抑制できればアンカー耐力的に十分であるかを予測できる手法として用いることができることを示唆している。

- c) 従来手法との安全率の変化において表 6.2.5 のとおりとなった。

ステップ(4)の安全率はくしくも、二次元 RBSM の相対安全率 $F_s=1.000$ に極めて近い $F_s=0.990$ となり、切土施工前と比較して約 6%の上昇となった。また、全体的な再現性も概ね RBSM と一致した。

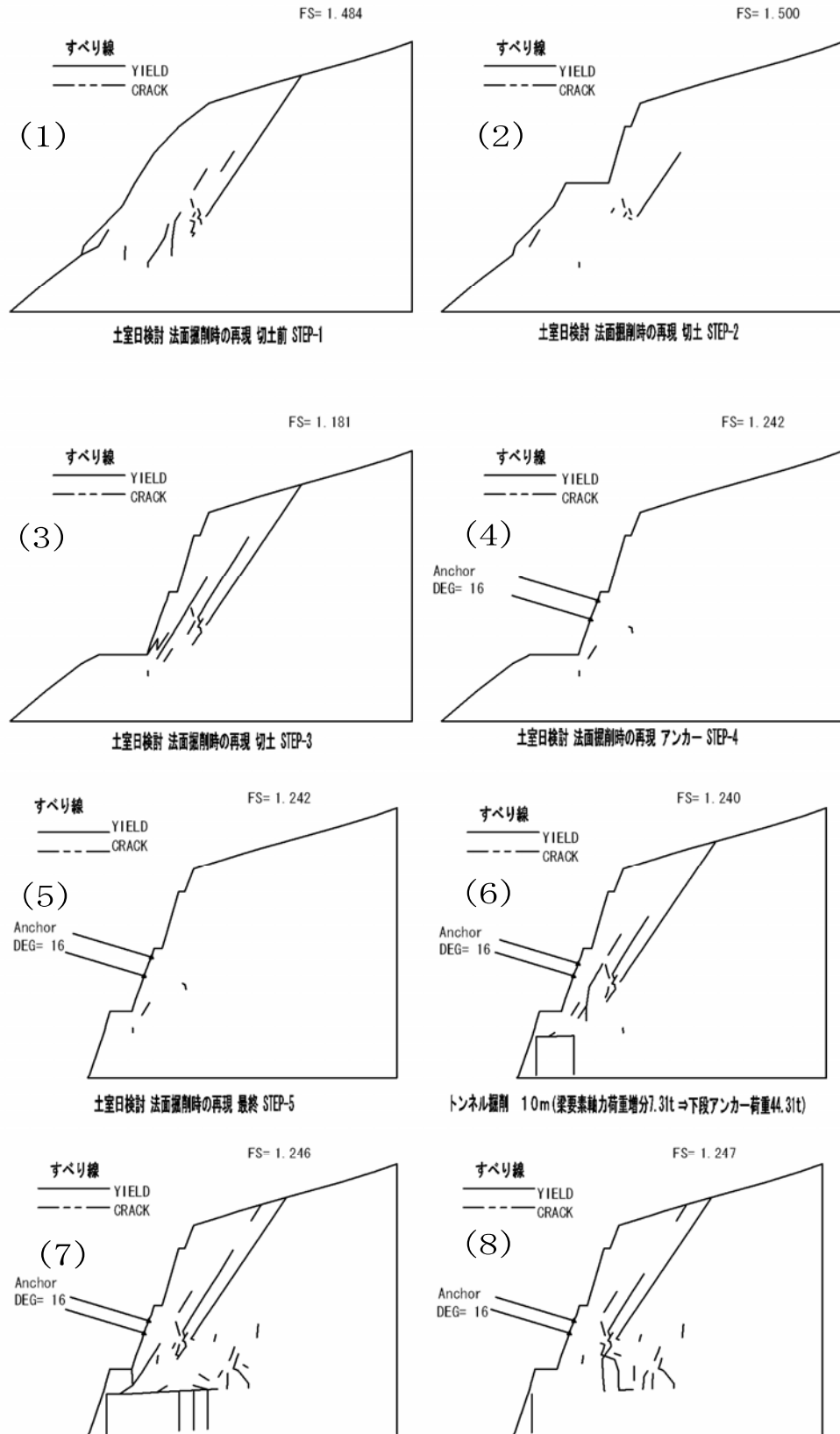


図 6.2.11 二次元 RBSM 解析による STEP(1)～(8)のすべり線発達状況

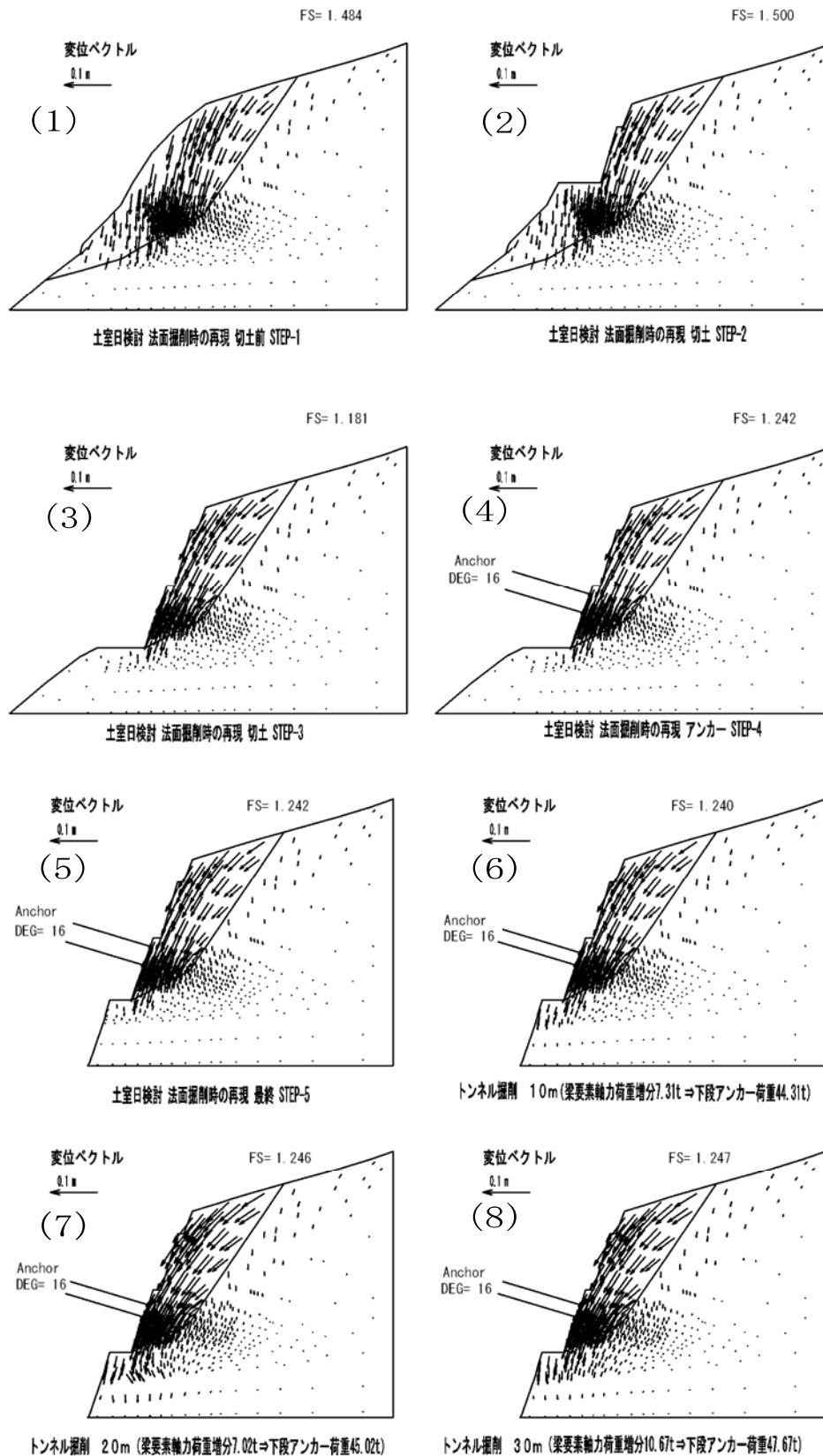


図 6.2.12 二次元 RBSM 解析による STEP(1)～(8)の変位ベクトル

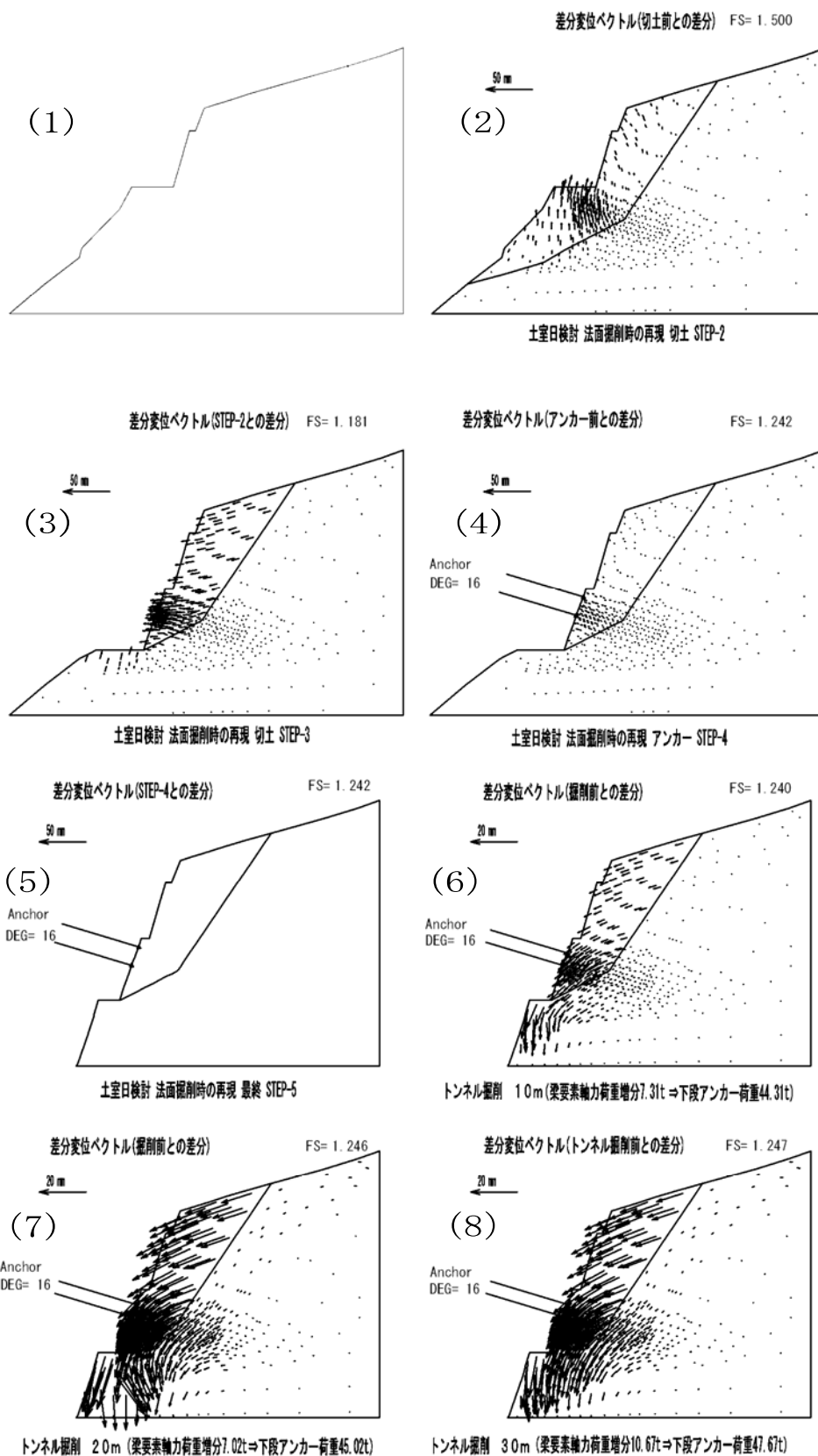


図 6.2.13 二次元 RBSM 解析による STEP(1)～(8)の差分変位ベクトル

(5) RBSM3D による再現解析

i) 三次元モデル

前節図 6.2.2 の切土面におけるスケッチの破碎部から得られた破碎部の走向傾斜 (N60W 60N, N20E 60S, N20W 24W) と、ボーリング孔の地中伸縮計及び地表面伸縮計の変位を総合的に解析した結果,図 6.2.14 の RBSM3D に用いる三次元クサビすべりのモデル図が得られた.

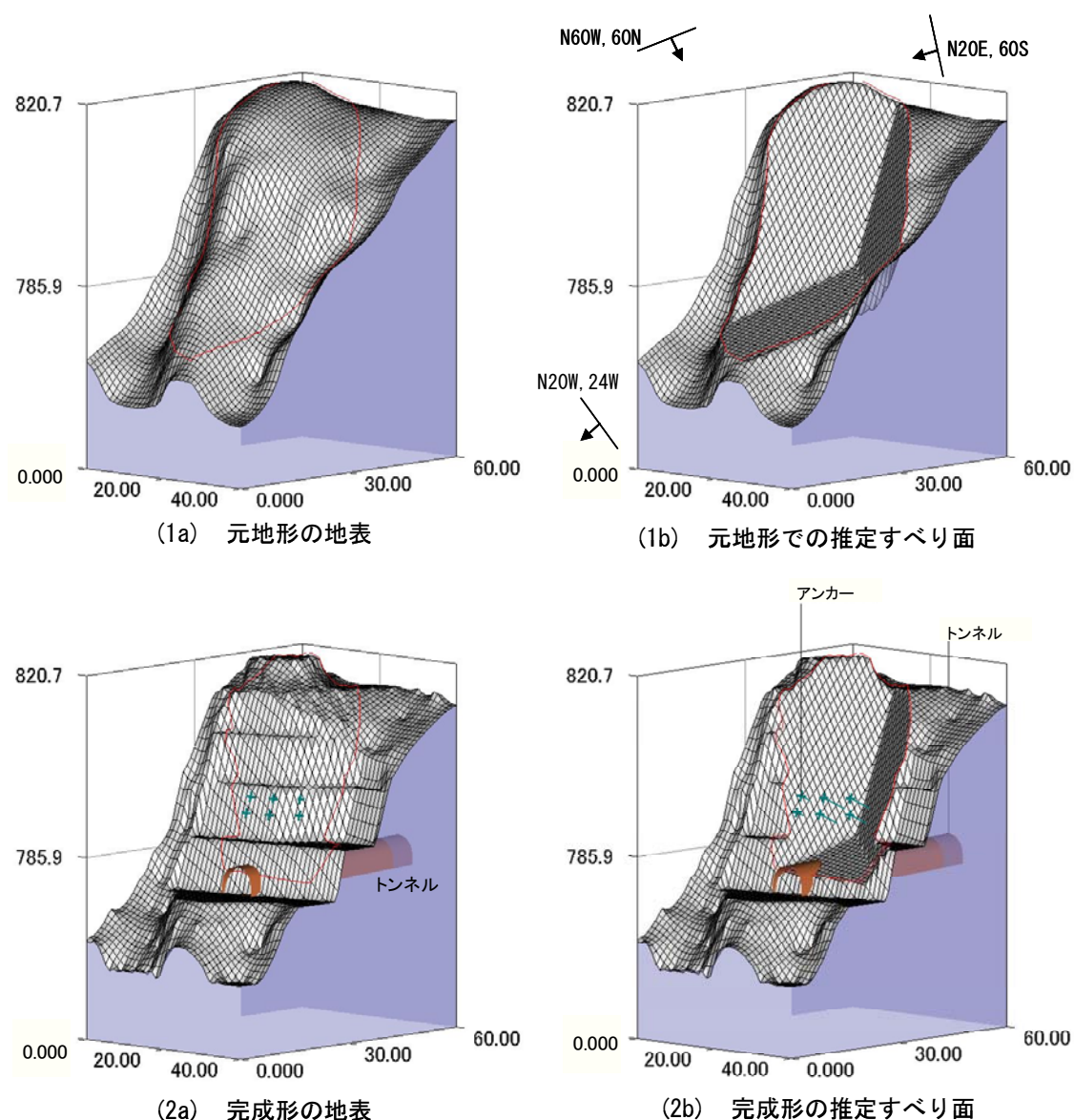


図 6.2.14 道路トンネル三次元モデル図

ii) 解析条件設定

RBSM3D の解析方針として、クサビすべりに対するトンネルの緩み評価は前節 4.7.1 に従うものとした。すなわち、以下のとおりである。

- a) トンネル掘削による地すべりの重量欠損をカラム毎に評価する。
- b) すべり面欠損部の粘着力を評価しない。
- c) トンネル底盤から $\alpha=45^\circ+2/\phi$ ($=65^\circ$) で緩み線を考慮し、トンネル幅 ($D=7.5\text{m}$) に対し、掘削断面天頂部から $2D$ の範囲で緩むこととする。また、低減率は一般値の最大である $\beta C=0.6$, $\beta \phi=0.85$ を採用する。

また、伸縮計、アンカー荷重計 (450kN/本) に明瞭な変動が生じたトンネル掘削長 10m の時点での評価を $F_s \doteq 1.0$ として、逆算した。ここで、図 6.2.6 に示すように推定される ϕ は $40^\circ \sim 45^\circ$ にあることから、これを考慮した。また、単体重量を $\gamma_t=25\text{kN/m}^3$ とした。トライアル計算の結果 $\phi=40^\circ$, $C=5\text{kPa}$ のとき、 $F_s=1.02$ となりこれを採用した。ちなみに、このときアンカー力は地山に接する受圧版を通して伝達すると考え、その位置のカラムを通し設置方向に対して荷重をセットした。尚、計算に用いるカラムは dx , dy ともに 1m とした。

図 6.2.15 に切土形状地すべりとトンネル及びアンカー施工位置の関係を平面的に示す。また、図 6.2.16 にはすべり面とトンネルの関係を示すブロックダイアグラムを示す。

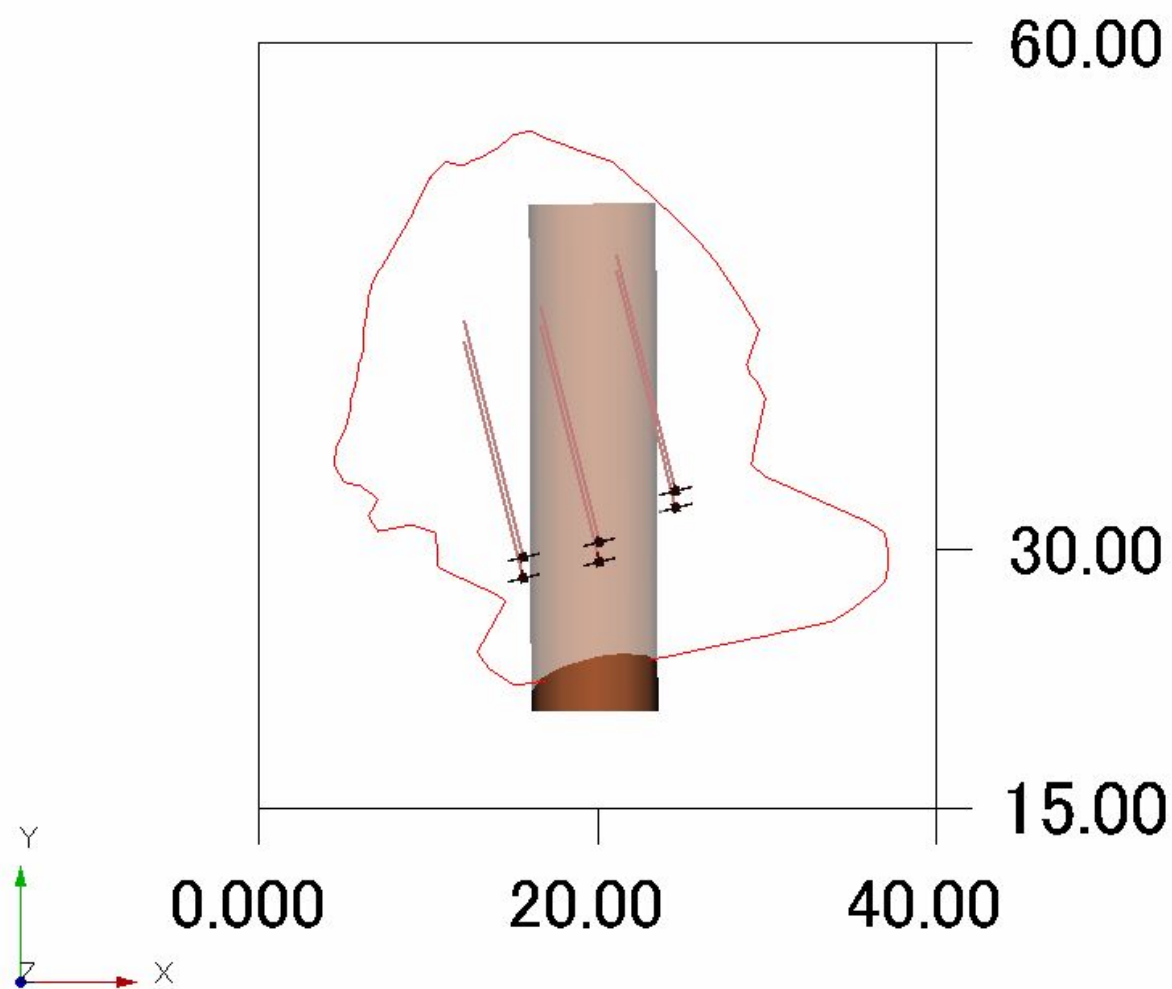


図 6.2.15 切土後の地すべりとトンネル及びアンカー位置関係

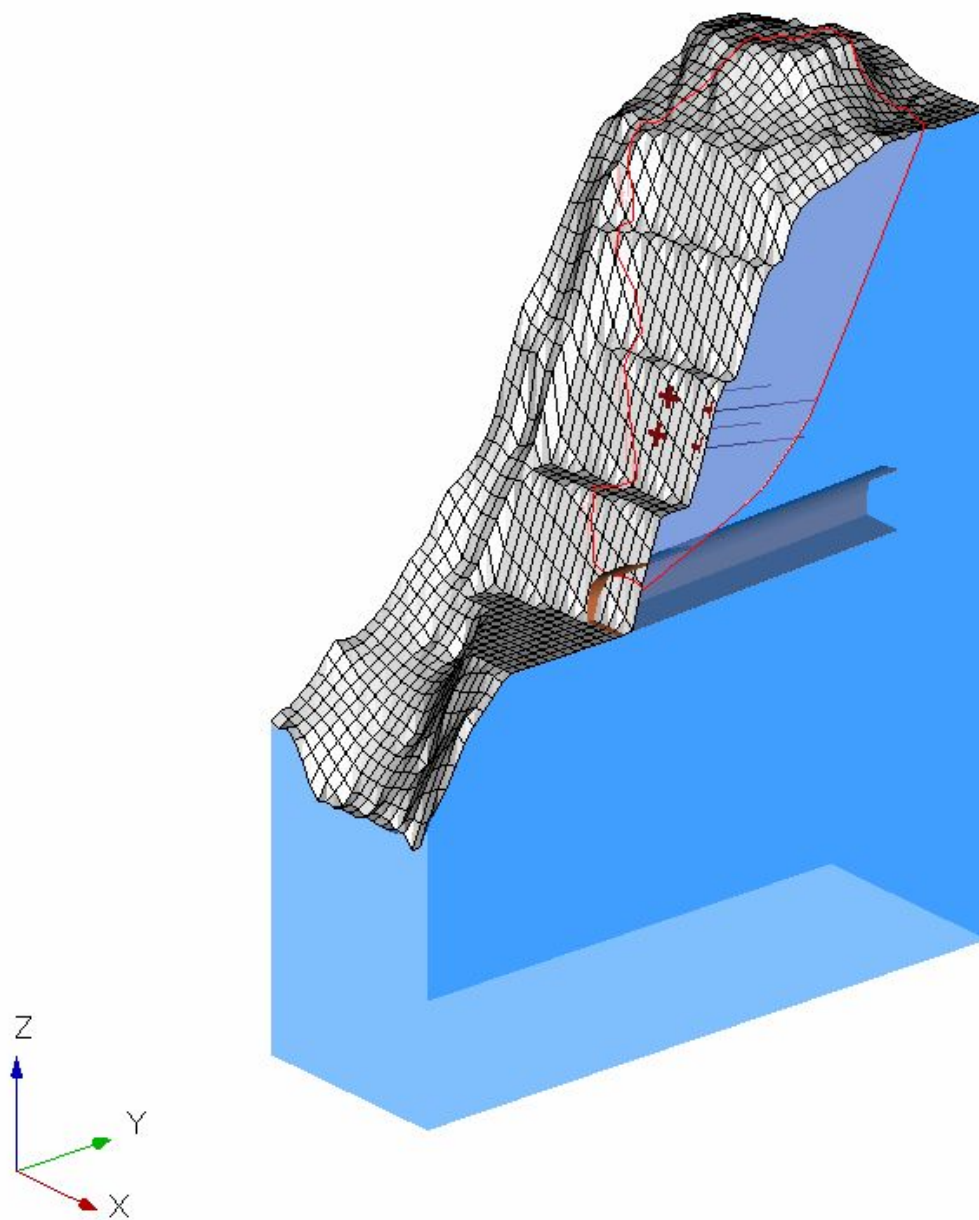


図 6.2.16 すべり面とトンネルの関係

iii) 解析結果

地形図から、①切土後、②アンカー施工、及び③トンネル掘進に至るそれぞれについて、安全率を算定した。それらを図 6.2.17 にまとめた。また、図 6.2.18 には、元地形における変位ベクトルを示した。また、図 6.2.19 にはトンネル施工によって生じるクサビすべりの変位ベクトルを示すとともに、図 6.2.20 にはそのうちのアンカー荷重成分の導入状況をみるために、アンカーなしの時と比較して変位増分として示した。図 6.2.17 から、トンネル施工後の安全率の低下（13%強）と掘進に伴う緩み安全率低下とアンカー力の増加が拮抗し $F_s \approx 1.0$ 前後でバランスをкаろうじて保持している状況を良く再現している。また、370kN/本のアンカー6本による安全率増分は 1.7%で、550kN/本の場合でも 2.5%しかなく、当初の見込み量 5%よりは相当小さい結果となった。これは、1 つにはトンネル掘削緩みによる C 、 ϕ の低減が大きく寄与しているにもかかわらず、当初のアンカー設計ではトンネルの緩みによる C 、 ϕ 低減量を見込んでいないのも原因と判断される。

すべり変位を見ると、クサビ破壊であるにもかかわらず時計回りの回転を示す。これについては佐々木[7][8]らの研究で、クサビ破壊で非対称形状の場合、回転変位が実現場でも度々現れることを示しておりそれと矛盾しない。なお、アンカー荷重は、地すべりの時計回り回転を逆向きにするように作用しており、その変位量はアンカーの設置位置付近で大きく、周辺で小さい分布を示す。アンカー荷重増分については、アンカー力をすべり面に作用させた時の Hovland による計算の結果、アンカー370～550kN/本について約 4～6%の増加量となり RBSM3D より約 1.5 倍～2.0 倍大きめの評価となった。

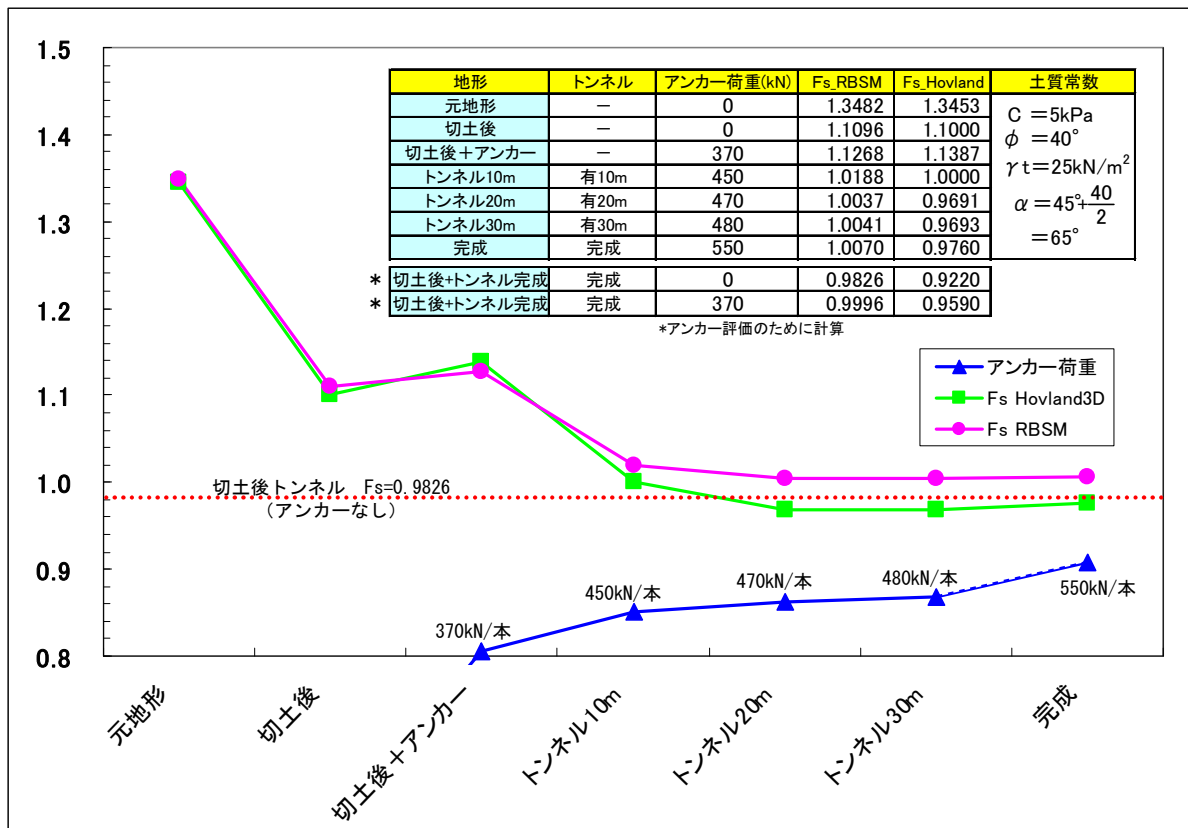


図 6.2.17 RBSM3D の安全率推移

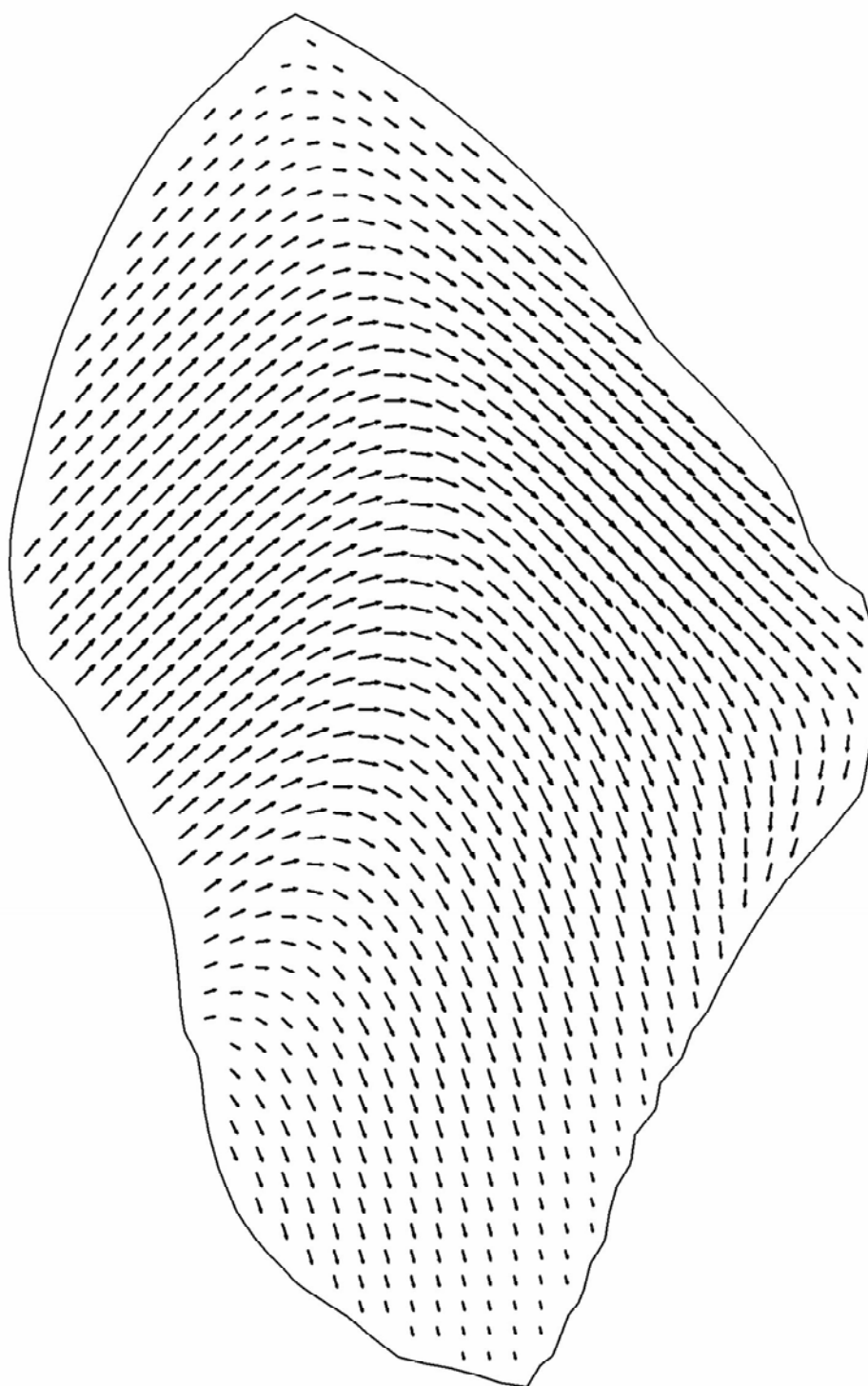


図 6.2.18 元地形における変位ベクトル

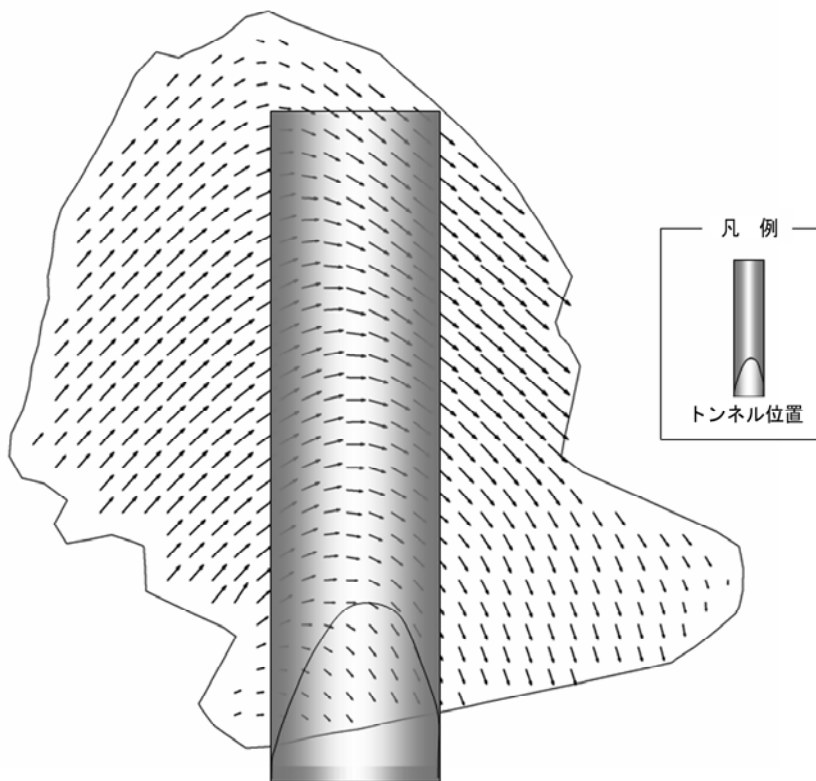


図 6.2.19 切土及びトンネル施工(30m)後の変位ベクトル

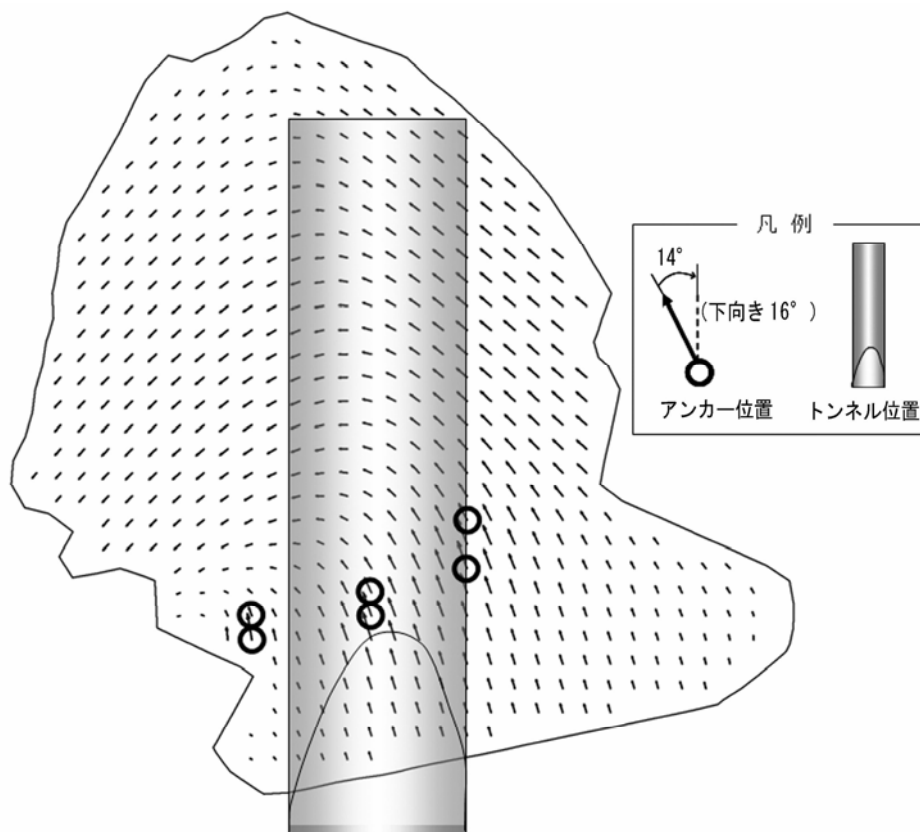


図 6.2.20 アンカー施工に伴う変位増分ベクトル

(6) RBSM2D と RBSM3D によるまとめ

検討された RBSM2D と RBSM3D による実事例の再現は概ね良好であり，これらの解析手法がトンネル施工において有効な解析となり得る方法の 1 つと判断される．ただ，RBSM3D モデルでは，すべり線の推定は経験によることになるが RBSM2D では概ねすべり線がどこに出現するかを知ることが可能であるので，まず RBSM2D で概略の破壊モードを知り，そこで判断されるすべり面を使って三次元モデルを作成し，対策を講じることがより合理的であろう．尚，アンカー力については Hovland に比べ上昇量が小さい．これはアンカー力がすべり線変位方向に沿って作用するためと判断されるが，安全側に判断すれば RBSM3D は妥当であろう．

6.3 湛水池の地すべりの評価

6.3.1 バイオントダム事例研究

(1) バイオントダム地すべり災害概要

バイオントダム(Vajont Dam)はイタリア北部、イタリア・アルプスにある Piave 川の左支川バイオント川の 300m 以上の深さを有する極めて深い渓谷に位置する(図 6.3.1)。

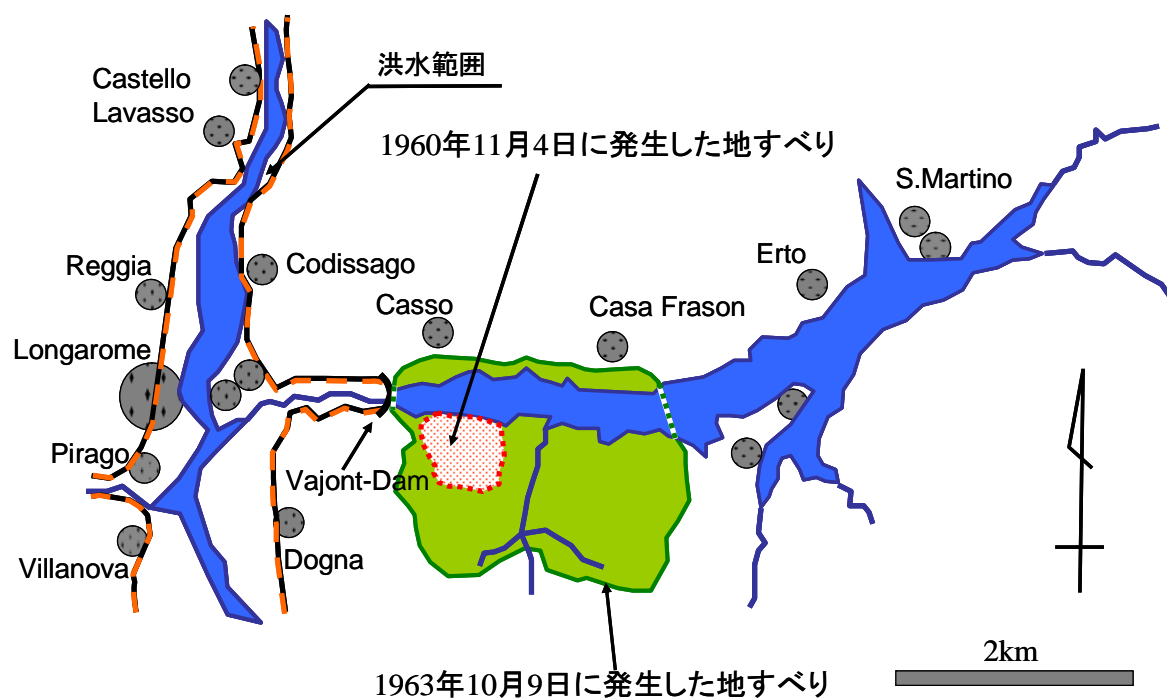


図 6.3.1 バイオントダムの位置図 [9]

バイオントダムは 1960 年の建設当時、世界一のアーチダムで堤高 264.6m(標高 725.5m), 堤頂長 191m, 堤体積 353 千 m^3 を誇っていた。1960 年 9 月に完成したのであるが、湛水はその前の 1960 年 2 月から開始された。そして湛水後の 1963 年 10 月 9 日夜、幅 2.0km, 長さ 1.6 km の左岸の地山 (2.7 億 m^3 と推定される岩塊) が Toc 山からはがれ、巨大地すべりを起こし、25m/秒(Muller,1968)の速度で貯水池の中に突入した。この地すべりの最大層厚は 250m に達するという。このときの貯水池の水面は、海拔約 700m, 満水位の 23m 下まで達しており貯水量は 1 億強 m^3 あった。そして、貯水されていた水は対岸の右岸上方へ 250m まで押し上げられ、次に左岸側に戻ってきて同時にダムの頂部を 100m の高さで跳び越えて下流に流れ出た。このため下流の Longarone の小さな町と、その近くの村を完全に潰滅させ 2000 人以上の死者が出る大惨事となった。この歴史上最も破壊的なダム大惨事は ジュラ紀 (Malm 統) ~後期白亜紀の石灰岩・ドロマイトで発生した。構造的には流れ盤で、上部は約 30~40°で傾斜し末端はほぼ水平の椅子型を呈していた。実際のところ大

変動に至るまでには岩盤の変位，地すべりは少なからずあったようである．すなわち，1960年2月から11月の間に，水位を徐々に上げられ，海拔580mから海拔650mに上昇した際，岩の動きが，9月と11月に検知され，1960年11月4日にそれが Piam Della Piazza の下方斜面で地すべりが発生しおよそ 705m³程の岩塊が崩落した．このとき Toc 山斜面には，2km にわたって M 字型の亀裂が発生したという．岩盤変位が1日約 35mm に達したとき，海拔600mまで，貯水池の水面レベルを下げることに決定された．水位の降下とともに，岩の変位はすぐ徐々に沈静化し，さらに1961年の3月には水位が海拔592mまで下げられ，この結果岩盤変位は落ち着いた．このため再度1961年暮れから湛水を開始したところ，再度岩盤変位が海拔652mを示すところで再度累積をはじめ，1963年9月15日には速度日21mm，26日には22mm/日に達した．変位速度が大きくなったため，貯水池の水位を下げるため，左岸の3本のトンネルから放水したが，9月28日からは激しい降雨があり，ついに10月9日，悲劇的な大変動に至った．(図6.3.2 参照)．この時皮肉にも，アーチダムはほぼ無傷のまま残った[10]．

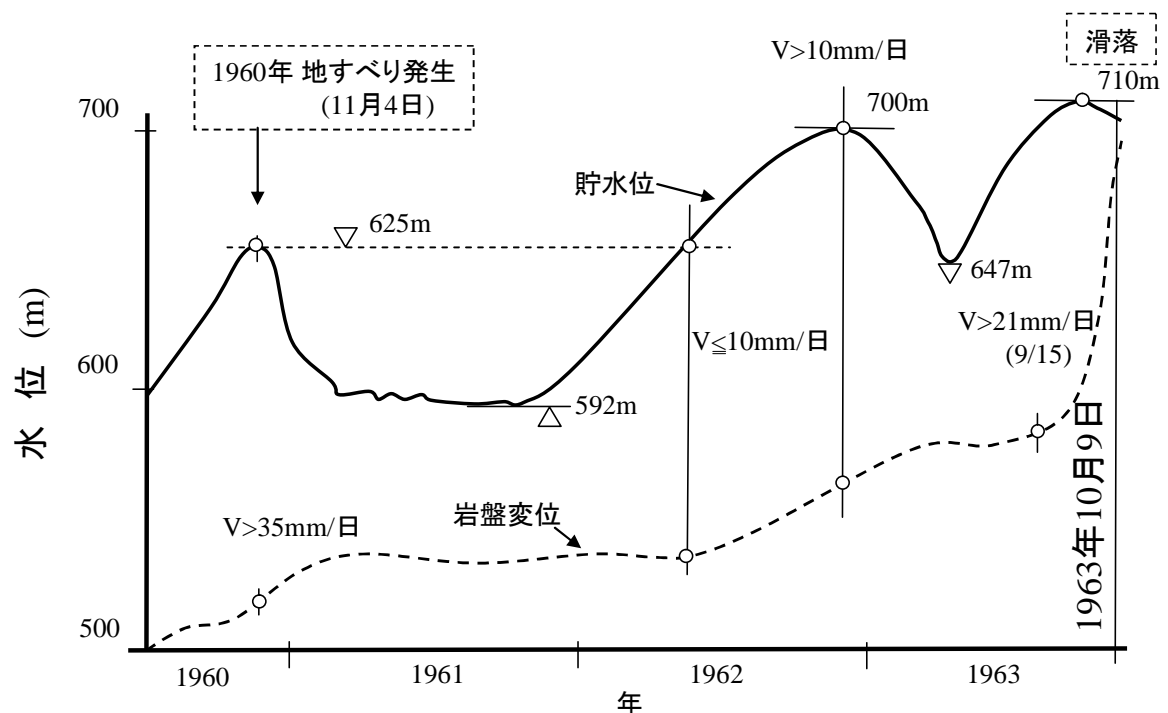
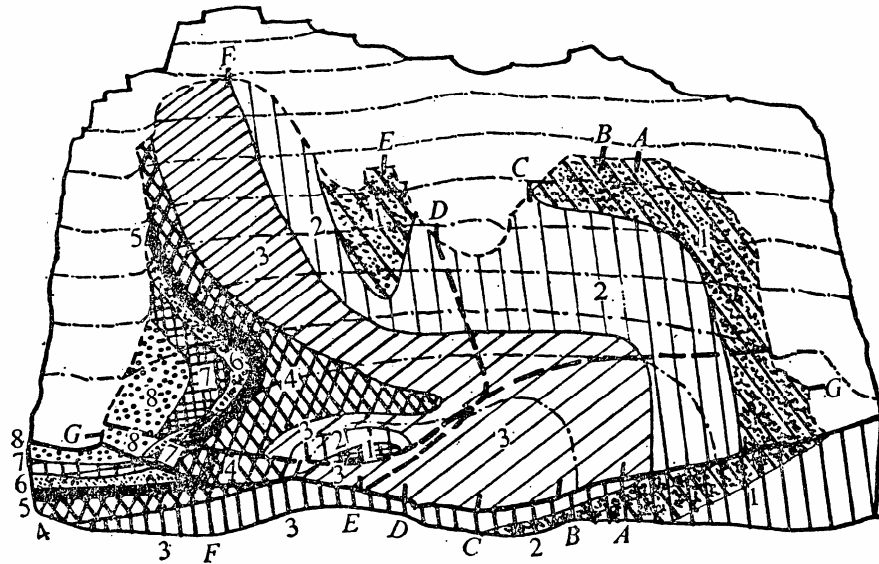


図 6.3.2 水位（実線）と岩の変位（直線）の相関性[10]

(但し，本図の原著は Muller, 1964 である，未確認)

(2) バイオントダム地すべりの3次元モデル作成

図 6.3.3 に平面図（1 点鎖線がすべり面コンター）、図 6.3.4 に断面図（破線が元地形）を示す。すなわち、すべり面は上部が約 30°で傾斜し末端はほぼ水平の椅子型を呈していた。平面的にはM字型となっていたようである。これを読みとり再現モデル（図 6.3.5, 図 6.3.6）とした。



Vajont 峡谷の地質図。A-A から F-F は、滑動岩体の横断面；（1～8）は、図14.1に関連する地層（Broili, 1967年）。

図 6.3.3 バイオント地すべり平面図 [10]

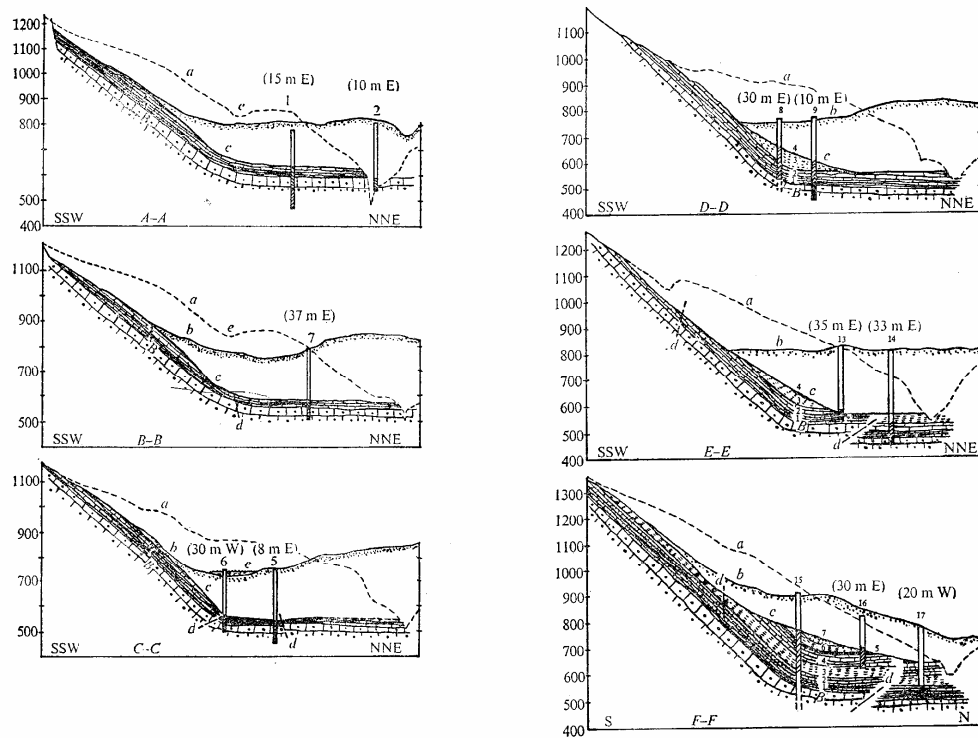


図 6.3.4 バイアント地すべり断面図[10]

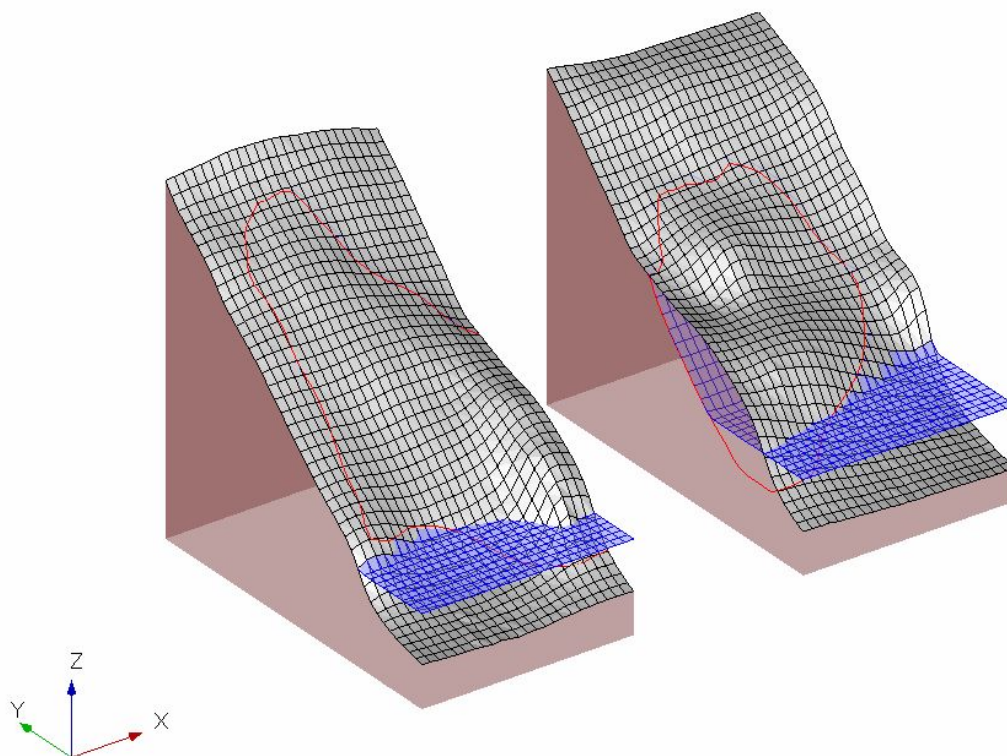


図 6.3.5 バイアント地すべりのモデル化

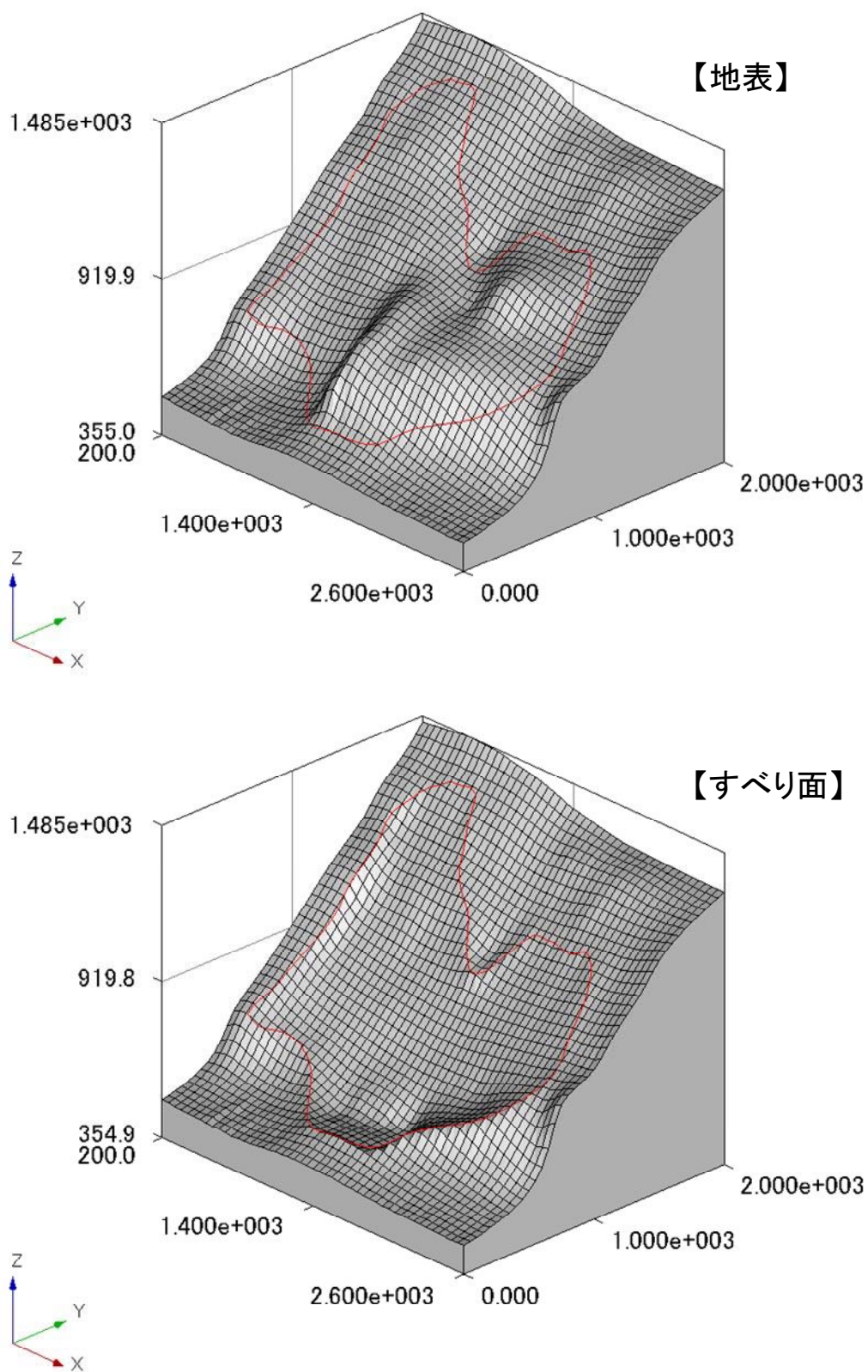


図 6.3.6 バイオント地すべりの滑落前地表とすべり面のワイヤーフレーム図

(3)パイオントダム地すべりの3次元モデル再現

RBSM3D を用いて湛水を考慮して事例解析した．計算に用いた dx , dy は各々50m とした．解析期間は1960年8月から大崩壊に至る1963年10月まで，月単位でその時々々の湛水位を入力した．岩盤内水位と水位低下時残留は石灰岩地帯であることに鑑み，ここでは無いものと仮定した．詳細な物性値が入手できなかったが，石灰岩の風化岩相当と仮定して飽和重量を 25kN/m^3 ，水中重量を 15kN/m^3 ，粘着力 $C=0\text{kPa}$ とした．なお，「岩の力学と工学」[10]には著名人達の事後計算結果を内部摩擦角 ϕ を $18.8^\circ\sim 28.5^\circ$ と述べている．それを参考とし，RBSM3D モデルの再現計算初期条件とし，再動し始めた海拔652m 時点が $F_s \leq 1.0$ (0.9998) となるように ϕ を逆算した．結果，内部摩擦角は 23.3° となった．ちなみに，この強度において水位なしのときの安全率は $F_s=1.0397$ である．図6.3.7 湛水変化毎のRBSM3D の計算結果を示す．

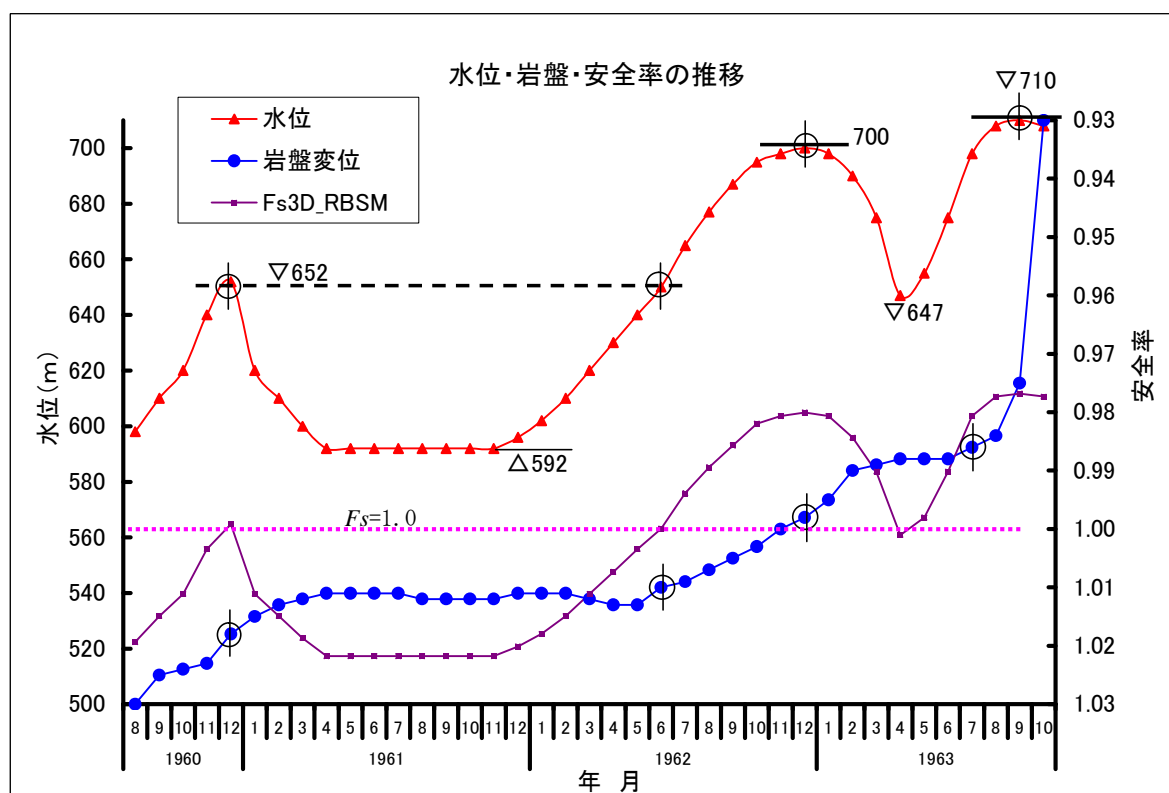


図 6.3.7 RBSM3D によるパイオント災害再現

図 6.3.7 の(×)は簡易 3 次元斜面安定解析モデル (RBSM3D) による安全率の計算値である。湛水面(▲)の水位上昇に追従して安全率が低下しており、岩盤変位(●)の増加傾向ともよく一致し、湛水による地すべりの不安定化が良く再現されている。

次に、水位なし（湛水前）、652m、710m 時について図 6.3.8 と図 6.3.9 に滑動力 (D) の変化と垂直応力 (N) の変化を示す。尚、垂直応力 (N) は上向きが正 (+) である。したがって (-) であるのはすべり面に対して下向きの応力であることを示す。652m は 1960 年の地すべりが発生した時の湛水位で、710m は大災害となった最終水位である。

また、図 6.3.10 に水位なし、652m、710m 時の地すべりのカラム水平変位と安全率分布図を示す。最も湛水池の影響の大きい水没面である末端地すべり中央付近に向かってその上部の変位方向増大傾向にある。また、下流側の 1960 年に発生した地すべり領域では、変位方向が全体に比べ上流を向いており、相対変位量も周辺に比べ大きい。また、不安定領域 ($F_s < 1.0$) が貯水位が上昇するに伴い、末端付近から増加していく様子が分かる。

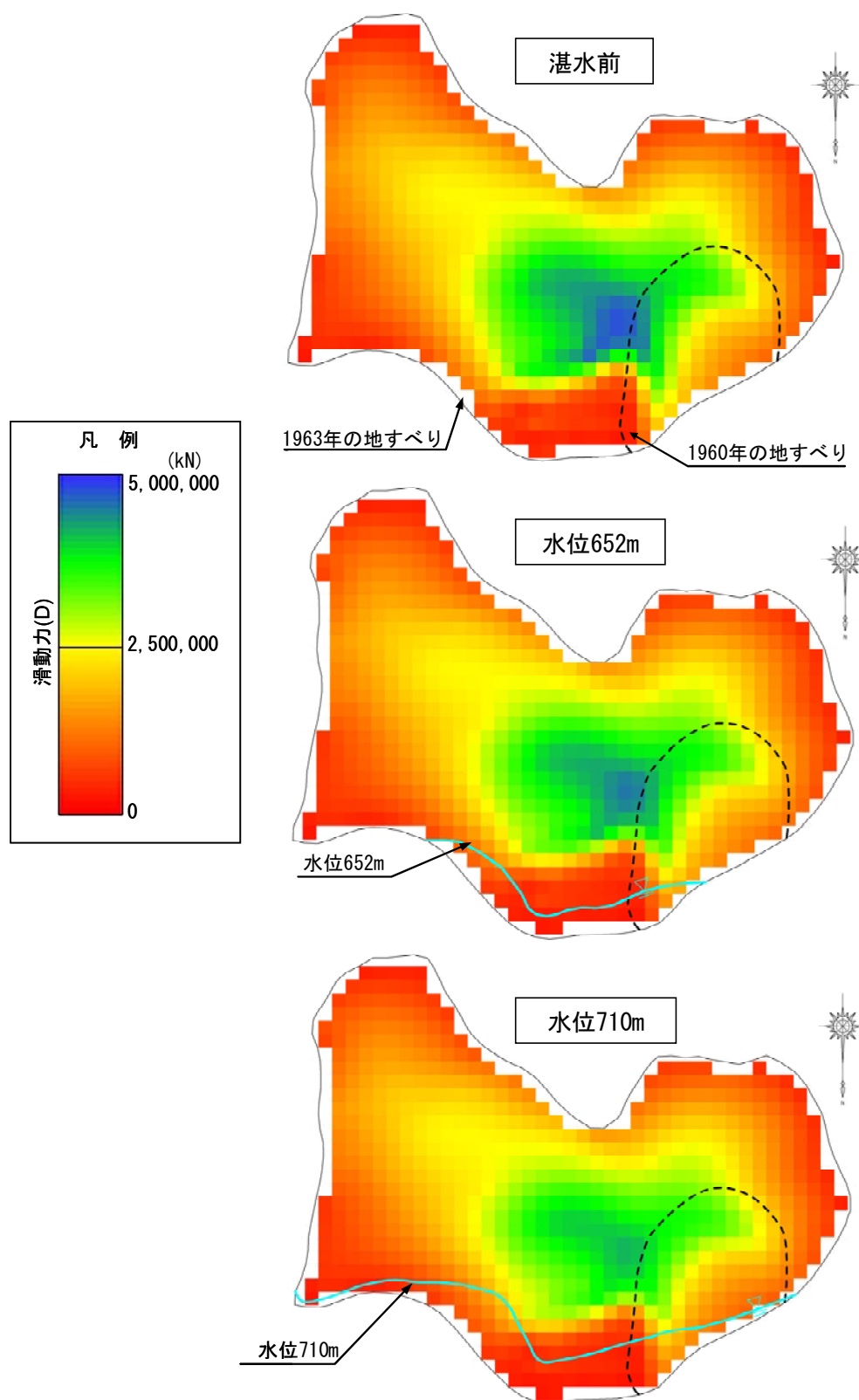


図 6.3.8 滑動力 (D) の変化

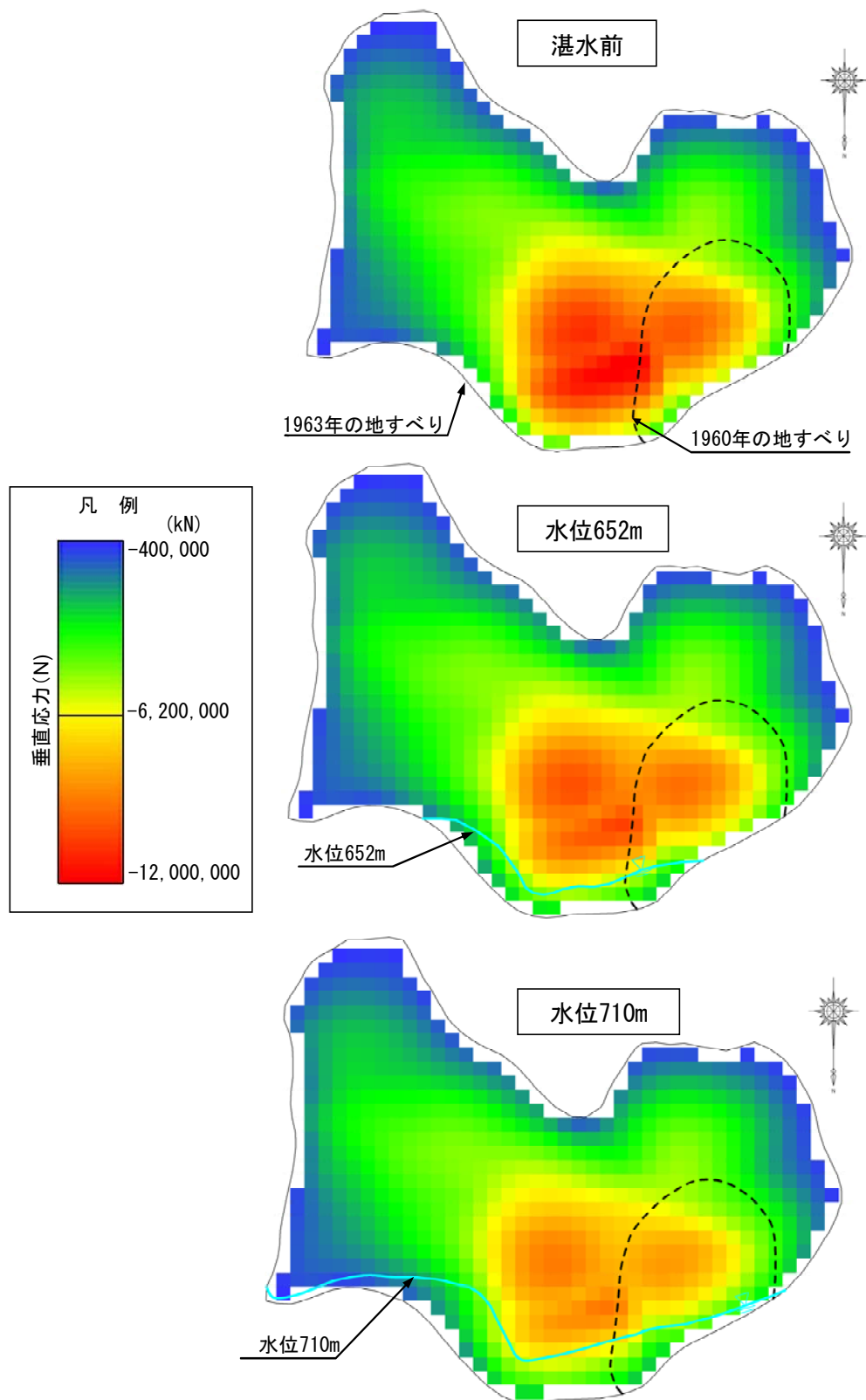


図 6.3.9 垂直応力 (N) の変化

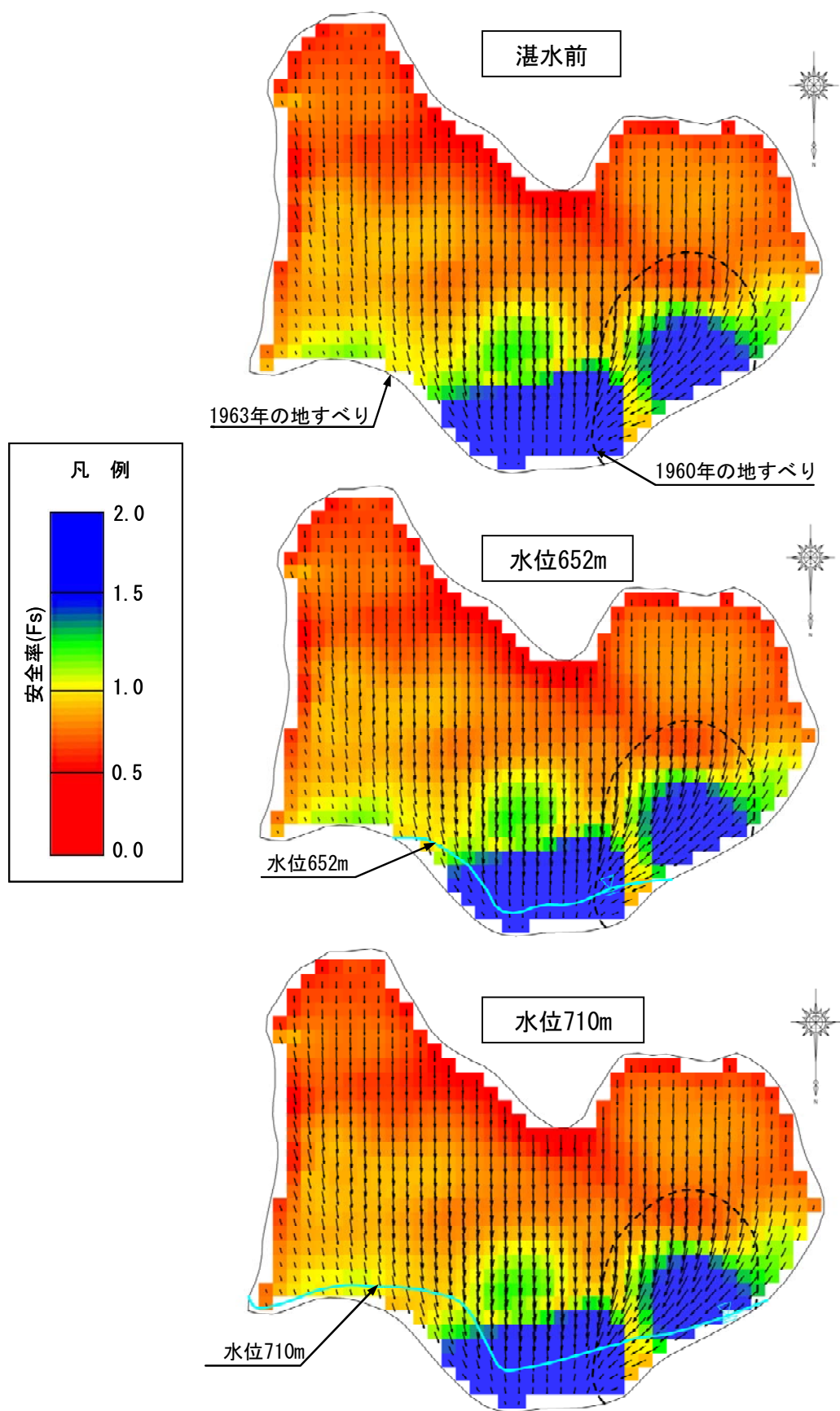


図 6.3.10 RBSM 計算結果によるバイオント地すべりの
カラム柱の水平変位と安全率分布図 (WL=0m,652m,710m)

6.4 地震時の影響評価

6.4.1 御嶽崩壊事例

(1)地すべり災害の概要

1984 年 9 月 14 日，午前 8 時 48 分頃 長野県西部に位置する御嶽山南麓に震央を持つ M6.8 の直下型地震が発生した．このため 3600 万 m^3 の大規模崩壊(御嶽大崩壊)が標高 2550m の御嶽山南東麓山腹の尾根型斜面に発生した．そのときの揺れは，200gal をはるかに超えている（図 6.4.1）．これまで鶴飼[11]は，本事例をモデルとして Janbu3D の妥当性評価に用いている．また解析手法の比較なども，当該斜面を用いて行っている．このことから，本研究の RBSM3D の地震時の感度解析を行うにあたり御嶽大崩壊を事例としてモデル解析する．

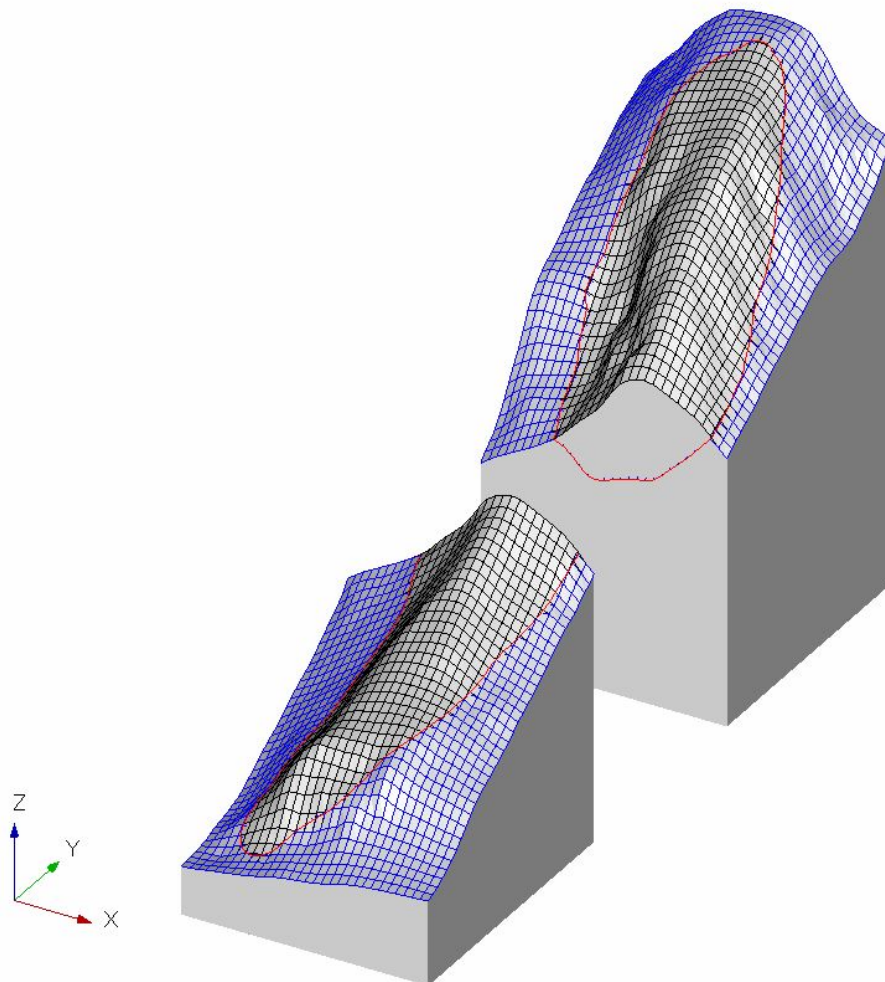


図 6.4.1 御嶽崩壊の崩壊前斜面とすべり範囲

(2) 御嶽大崩壊モデル作成

鵜飼[11]によると、御嶽崩壊のすべり面は大部分が千本松軽石層であるが、下部に伝上川溶岩が存在し、一部は木曽谷層が幾分か入る。ただし土質試験結果が得られているのは千本松軽石層しかない。ここでは、鵜飼[11]が計算値で採用した千本松軽石層の動的強度定数である $C=300\text{kPa}$ 、 $\phi=16^\circ$ 、単位体積重量 $\gamma=16\text{kN/m}^3$ を用いる。また、地下水は想定されていないので、本研究でも地下水無しとする。地震時の計算も同じように水平震度係数 K_h を 0, 0.1, 0.2, 0.3 の 4 通りで実施した。ただし、地震時の地震時水平荷重増加方向を y 軸方向に固定して計算した。また、比較には Janbu3D と Hovland を用いるが、両者に座標変換の仕組みを取り入れ、最小安全率の方向が求められるように工夫した。なお、座標値は鵜飼[11]が示す崩壊前、崩壊後の地形図から作成した。

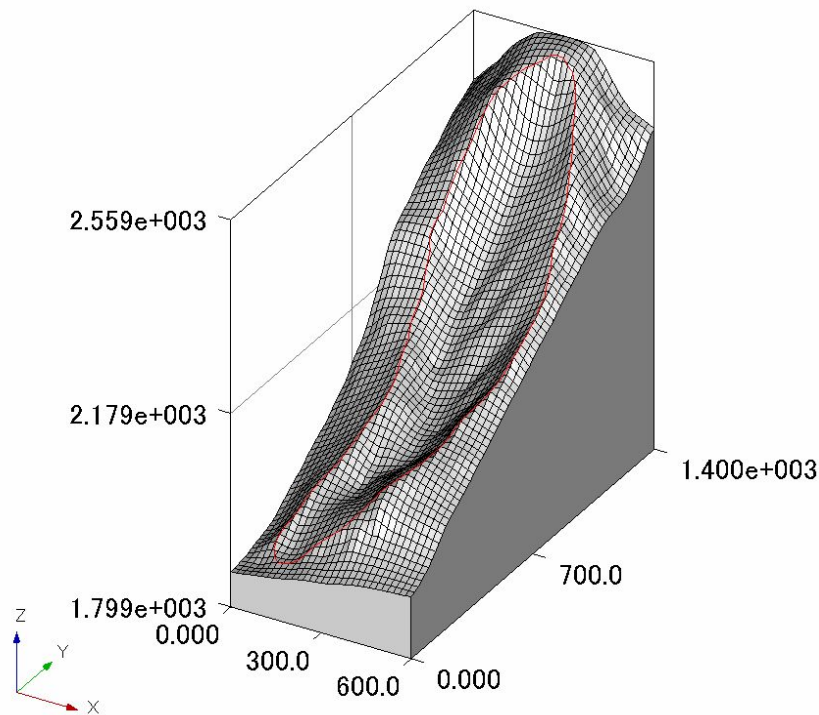


図 6.4.2 御嶽崩壊のすべり面形状

計算は dx 、 dy とともに 20m で実施した。尚、RBSM3D ではカラム毎の変位を示すことが可能であり、それを特徴としている関係から地すべり全体の合成変位方向についてはこれまで論じてこなかった。しかしここでは、他の解析式との比較をするため、すべり全体方向の算出方法について次のように定義した。すなわち、

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{\sum T_x}{\sum T_y} \right)$$

である。

(3) 解析結果

結果を表 6.4.1 に示す．鵜飼[11]の計算結果を示すとともに，今回の計算座標を用いて Janbu3D で計算した結果も表示した．ここで Hovland 及び Janbu3D の場合の最小安全率の方向も α とする． α は Y 軸（－）を 0° とし，時計回りの角度を（+）とする．前述したように計算方位が y 軸方向に固定されているので本研究の Janbu3D による安全率は鵜飼の示したものより若干高めである．しかしながら，安全率の推移は概ね一致していることがわかる．本研究では，Hovland, Janbu3D とともに初期の最小安全率方向 α は 10° ずれるが地震時には 21° 振れた方向に偏位する．他方，RBSM3D では， $Kh=0$ では全体の合成方向（ α ）は 21° であるが，震度が大きくなるにつれ，y 軸方向に近くなっていくのが分かる．これは，RBSM3D の場合，地震時水平荷重増加方向を y 軸方向（y（－）方向）に固定しているためである．

安全率的に RBSM3D > Janbu3D > Hovland となる．これまでの他の解析事例と同じ傾向を示している．解析手法における拘束効果の影響度合いに起因すると思われる．

表 6.4.1 3次元モデルによる安定解析結果

Kh	Hovland		Janbu3D		RBSM3D		鵜飼による簡易Janbu3D	
	Fs	α	Fs	α	Fs	α	Fs	α
0	1.2521	10°	1.2829	10°	1.3105	21°	1.34	0°
0.1	0.9994	21°	1.0301	21°	1.0566	16°	1.08	0°
0.2	0.8341	21°	0.8658	21°	0.8759	13°	0.90	0°
0.3	0.7103	21°	0.7420	21°	0.7418	11°	0.76	0°

* α ：最小安全率方向で下向き Y 軸から時計回り(+)の角度

**Fs：安全率

尚，カラム柱の最大傾斜方向を図 6.4.3 に示す．また RBSM3D による震度毎のカラム柱変位の変遷を図 6.4.4 に示す．結果から分かるように，すべり変位は最大傾斜方向ではなくまた，震度が増加するに従い土塊の厚みの大きい中心部で Y 軸方向の変位が卓越しており，全体的に直進性が増しているのが分かる．

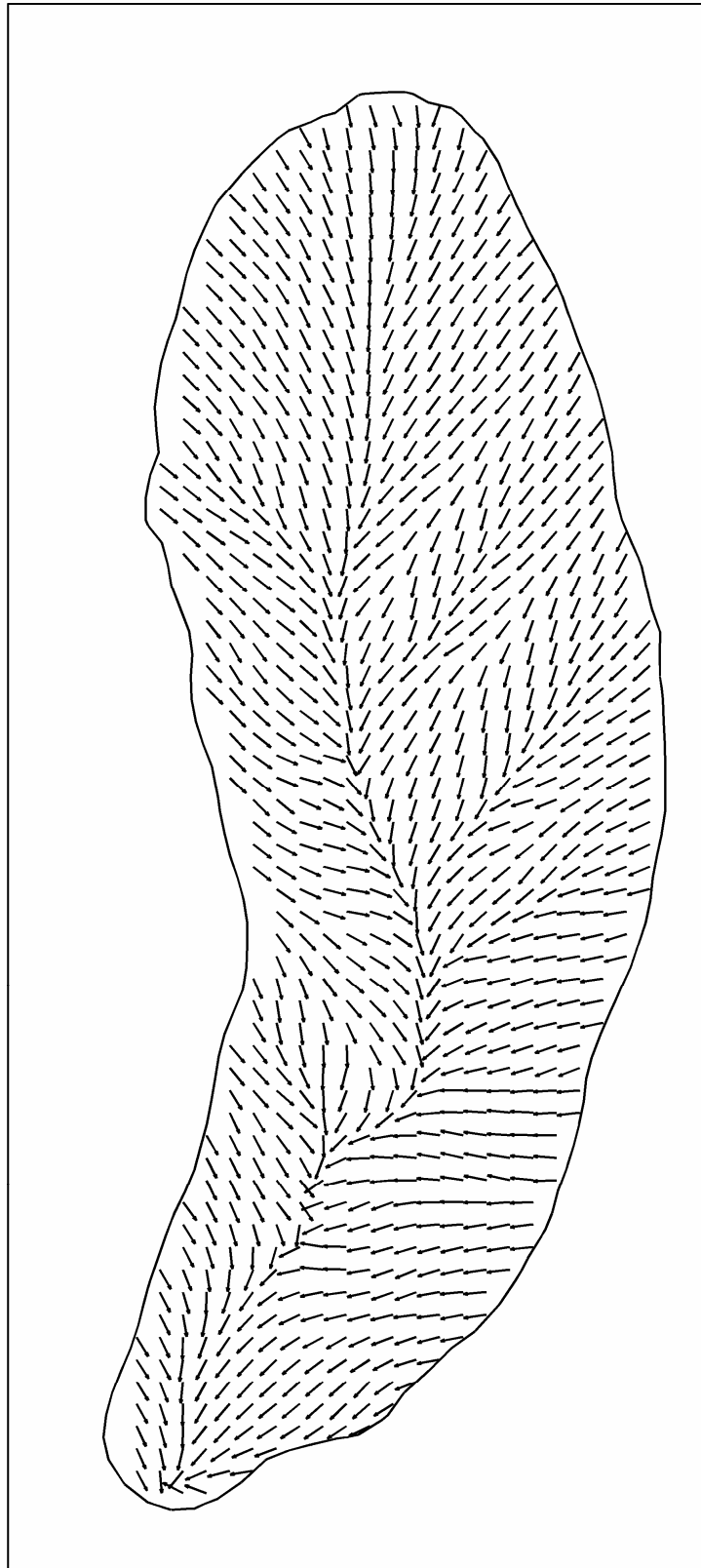


図 6.4.3 すべり面の最大勾配方向

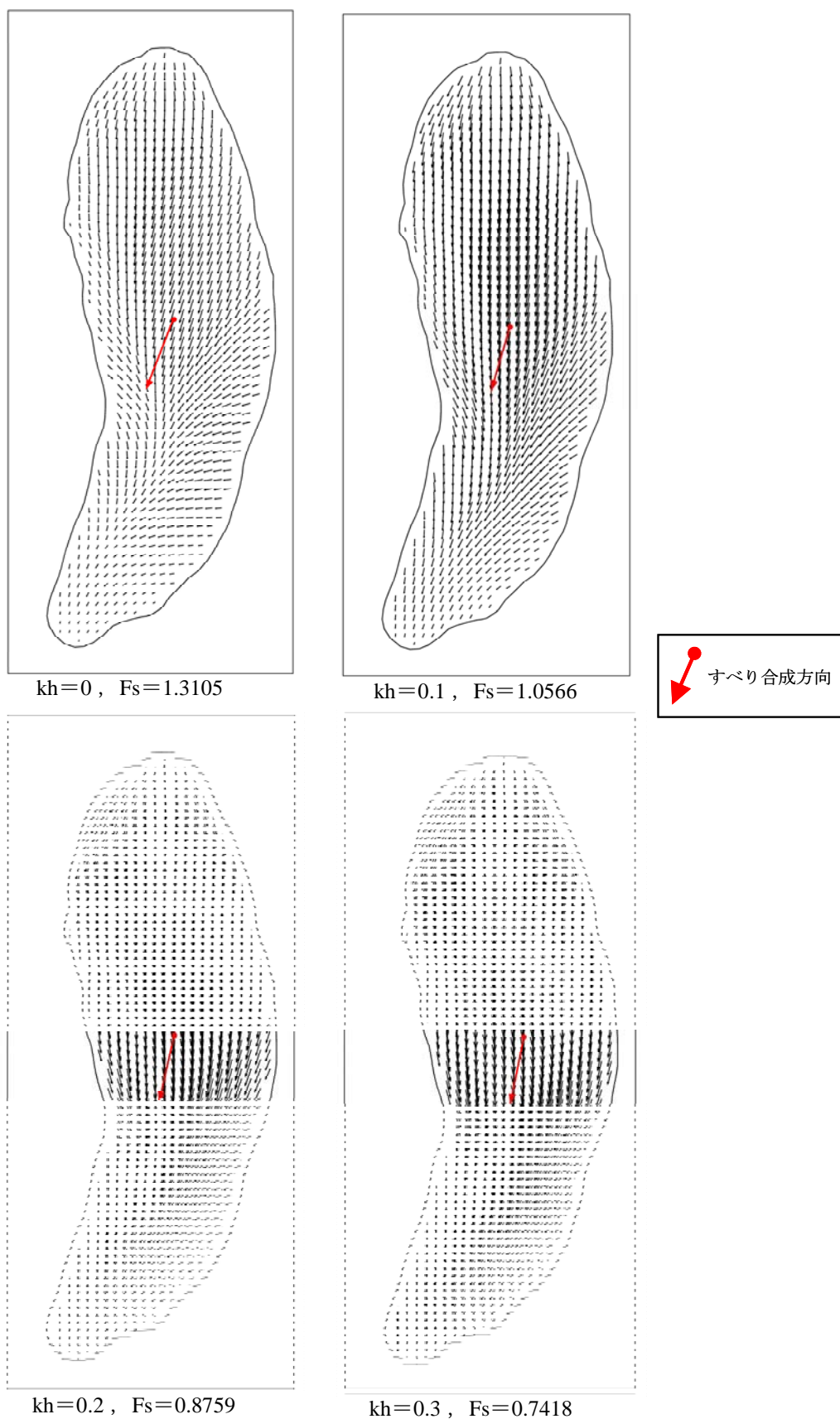


図 6.4.4 RBSM3D による地震時(0~0.3)のカラム柱変位の変遷

6.5 人工盛土斜面における地震災害の危険度評価

6.5.1 高町団地での検証（2004 年中越地震）

（1）高町団地の地形・地質概要

新潟県長岡市の高町団地は、長岡駅から南東方向 3.5km にあり、魚沼丘陵の西縁に位置する。北北東－南南西に細長く伸びる約 1,200m×300m の団地で、昭和 40 年頃から 55 年頃にかけて造成されており、全体で 500 戸程度の家屋がある。しかし、同団地は 2004 年 10 月 23 日に発生した中越地震（M6.8 の直下型地震、最大加速度 1,500gal）によって、主として盛土部にて 40 戸をこえる家屋が全壊し、また、半壊家屋も 20 戸以上をこえる大被害を被った。特に造成団地の北東部と南西部では幅 50m～80m 程度の地すべり性の崩壊が計 5 箇所が発生しているほか、団地の長軸方向に平行な亀裂や滑落、また、重力式擁壁の変形などが多数発生した。

当地区での揺れは、家財の転倒被害の方向から東西方向が卓越していることが確認された。また、長岡市幸町で計測された気象庁の最大加速度は 438.7gal であり、高町団地付近での記録はないものの被害の程度からみて、おそらく震度 6 強相当の揺れがあったと推定されている[12]。基盤は、第四紀更新世の魚沼層のシルト・砂と御山層の砂・粘土・砂礫層が分布する[12]ところで、北西部には中位段丘の段丘礫層も認められている。盛土材としては、主として現地発生土が用いられている。

（2）試行球面すべり面法の適用

以上のような当地区の被災現況を、試行球面すべり面法を用いて再現可能かどうか検証を試みた。モデル作成に当たって、空中写真（1975 年 国土地理院撮影、CCB-75-11, C24b-5, 6, 7）を用い写真測量図化にて 2m コンターを作成するとともに、これらから造成前の地形の 5mDEM データを作成した。また 1/2,500 の都市計画平面図から求めた DEM を重ね合わせて切り盛り地盤の GIS データを構築した。ここで問題となる崩壊や地すべり現象を幅及び奥行き 20m 以上と仮定し、計算すべきカラムを dx , dy とともに 5m として解析した。また、できるだけ球面滑り面の採用されるカラム範囲を多く求めるため計算補助メッシュを 2.5m として解析した。この 2.5m 地点での標高値は周辺 DEM を用いて補間して作っている。計算に用いた地盤定数は単体重量(γ_t)、粘着力(C)、内部摩擦角(ϕ)について盛土部に対し $\gamma_t = 17\text{kN/m}^3$, $C = 10\text{kPa}$, $\phi = 30^\circ$ 、基盤部に対し $\gamma_t = 18\text{kN/m}^3$, $C = 200\text{kPa}$, $\phi = 35^\circ$ とした。

盛土の強度は現場試験値を用いていないが、高町団地の崩壊跡の材料からみて砂質土が

主体であったことから、宅地造成等規制法施行令を参考にして $\gamma_t=17\text{kN/m}^3$ が妥当と判断した。また、これまでの宅地造成盛土での調査実績をとりまとめた釜井[13][14]によると N 値の最頻値は 10 以下である。これを Terzaghi and Peck, Meyerhof, Dunham, 大崎ら[15] の換算図を参考にすると $\phi=30^\circ$ は概ね中間値である。他方粘着力に関しては砂質土とはいえシルト分もあるので見かけの粘着力をわずかに見込むものとして $C=10\text{kPa}$ を使用した。基盤に関しては、野崎が新潟県下のダム現場でのせん断試験を収集し寺泊層から魚沼層群までの力学特性について研究している。そこで、泥岩、砂岩の粘着力については、概ねそれぞれ $0.4\text{--}0.6\text{MPa}$, $0.2\text{--}0.4\text{MPa}$, 内部摩擦角についてはそれぞれ 35° 前後と $30\sim 35^\circ$ であることを示しており[16], 基盤部の解析常数は概ね妥当な数値であることが分かる。

前述したように最大加速度は 400gal 強であった。本解析は静的解析であり地震時の検討では設計震度 Kh を求める必要があるが、1995 年の兵庫県南部地震以前では野田・上部[17]の式が知られている。それ以後では清野[18]によって落石現象を想定した剛体運動モデルから割り出した式などがある。ここでは、港湾などで用いられている野田・上部の式[17]を用いて水平震度を求め、概ね $Kh=0.25$ と仮定した。ここで野田・上部の式は以下のとおりである。

$$Kh = (\alpha / g)^{1/3} / 3 \quad (6.5.1)$$

ここに、 Kh : 設計震度

α : 地表面加速度(gal)

g : 重力加速度 (gal)

また、中越地震での広域的な揺れの方向と、高町団地内での揺れ方向から、団地の短軸方向である西北西－東南東方向($N75W-S75E$ 方向)に対し水平の地震力を設定した。なお、地震発生前には台風 23 号による降水量が 10 月 20 日に 100mm 以上を記録しており、地下水上昇も懸念されるところであるが、地下水位の観測データがないこと、及び平易な予測システムを目指す観点から間隙水圧を考慮しないで解析した。

(3) 解析結果

高町団地での解析結果をカラムの危険性指標 F_s 値分布として表し、被害状況とを比較した結果を図 6.5.1 に示す。この結果から高町団地の縁辺部付近には、 $F_s < 1$ に相当するところが広がっており、 $F_s \leq 2$ の範囲と亀裂や滑落、家屋の全壊および崩壊の頭部などで一致しているところが多いのが分かる。ただ、南西方の $F_s < 1$ が広がっている範囲で地震被害

などの変状は確認されていない。その原因として南端における 5mDEM データの測量基準点が少ないため本来未改変の地山を盛土として解析したためと判断される。

この結果を定量的にみるため、被害調査を詳細に実施した高町団地エリアで①家屋被害（全壊＋半壊）と②亀裂・滑落被害，③崩壊域，④道路補修箇所，及び⑤変状なしの 5 項目について誤差を勘案した統計分析を試みた。まず，1/2,500 の都市計画のコンター線が 2m であり，地図の誤差を最大見積もってカラム一個に相当する $\pm 5\text{m}$ 程度と考え，当概現象のあるカラムを中心に前後 1 カラム分を加えた範囲—すなわち $15\text{m} \times 15\text{m}$ の範囲—での安全率を平均して，そのカラムの危険性指標（ F_s 値）とした。図 6.5.2 には，地震力を設定したときの各被害項目に対する F_s 値のヒストグラムを示した。また比較のために図 6.5.3 に，地震力を考慮しない時の F_s 値のヒストグラムも示した。それぞれの図の下段には，各被害項目における F_s 値の平均値（ μ ）と標準偏差値（ σ ）を示す。地震時を考慮した図 6.5.2 をみると，①～④の被害箇所（変動）については地震時で F_s 値が 5 以下である。特に②，③などに限れば F_s 値の平均は 3 以下でほとんど正規分布に近いヒストグラムとなっている。他方，⑤の被害の認められないところ（非変動）では， F_s 値は 10 以上を超えているところがほとんどであり，変動箇所とは明瞭な差となっている。なお，①家屋被害の F_s 値が 4.33 と意外に高い結果となったが，これは切土と評価されるところでの全壊家屋が 2 戸ほど存在しているためである。これは詳細には盛土の疑いがあるところで，切り盛り図の作成に注意を要することの証左ともいえる。一方，常時のみの判定では地震時に比べ全体に F_s 値が倍程度に上昇することと①家屋でややばらつきが大きくなる傾向があるが，地震被害に対して①～④変動被害と⑤変状なしにおける違いが F_s 値 30 前後に明瞭に存在している。このことから，トリガーとしての地震力を考慮する方がより明確に地震被害の予測が可能であるものの，常時のみで判定しても地盤の地震被害における脆弱性を示すことが可能であることを示唆するものとする。

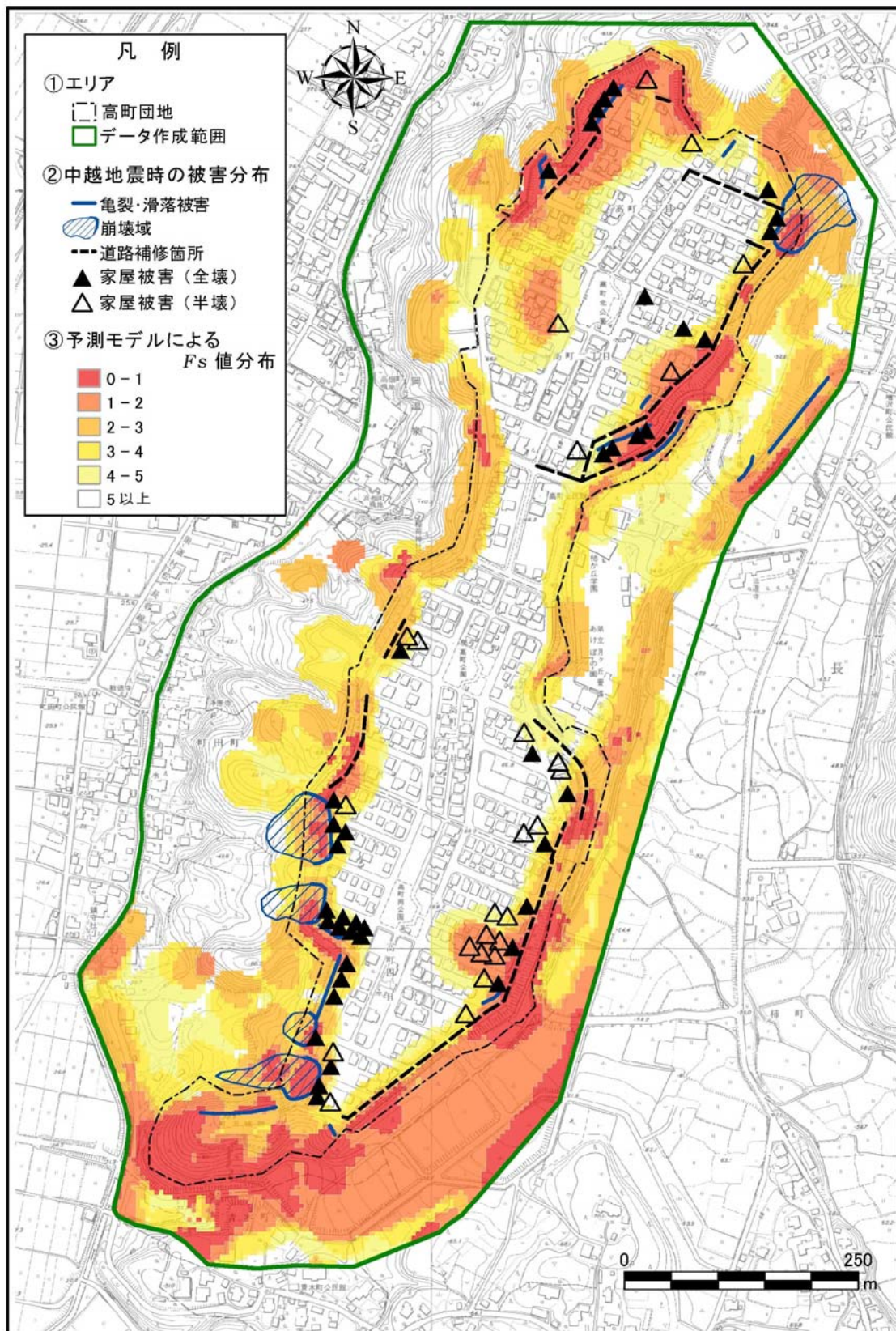
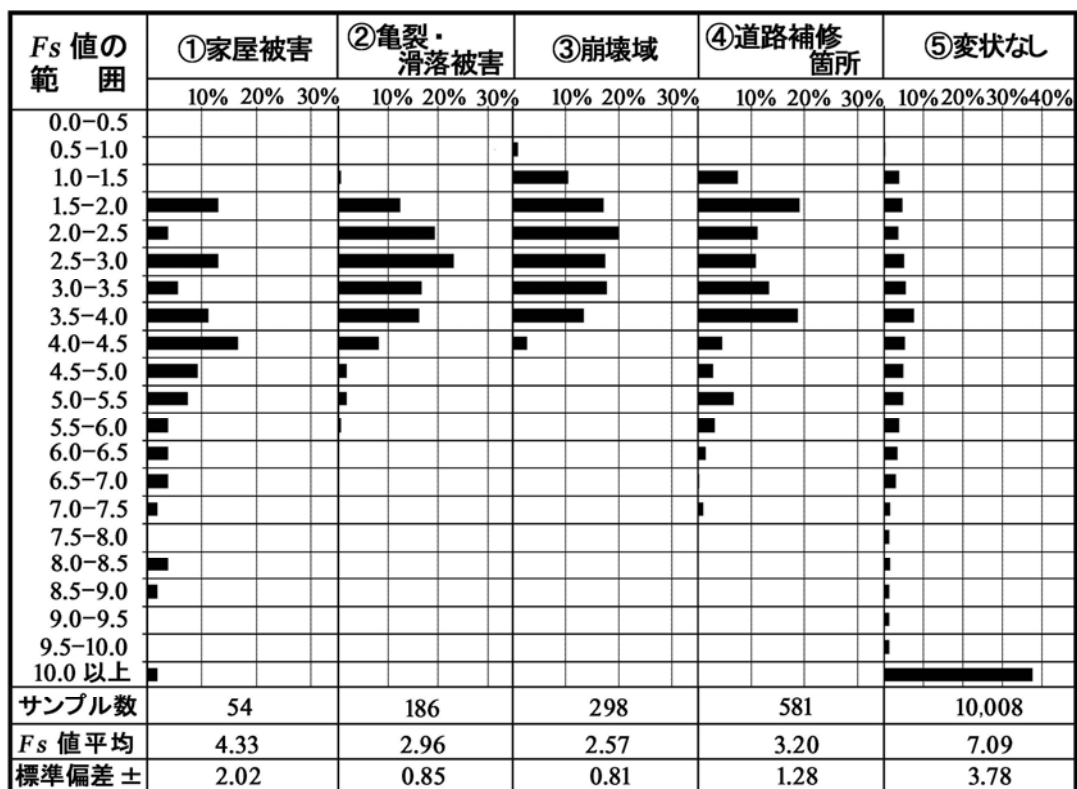


図 6.5.1 高町団地の被害と F_s 値予測モデルの比較



※ここで表記したサンプル数とは、 F_s 値算定に用いた各項目での該当カラム中心数である。

図 6.5.2 地震時における被害毎の F_s 値ヒストグラム

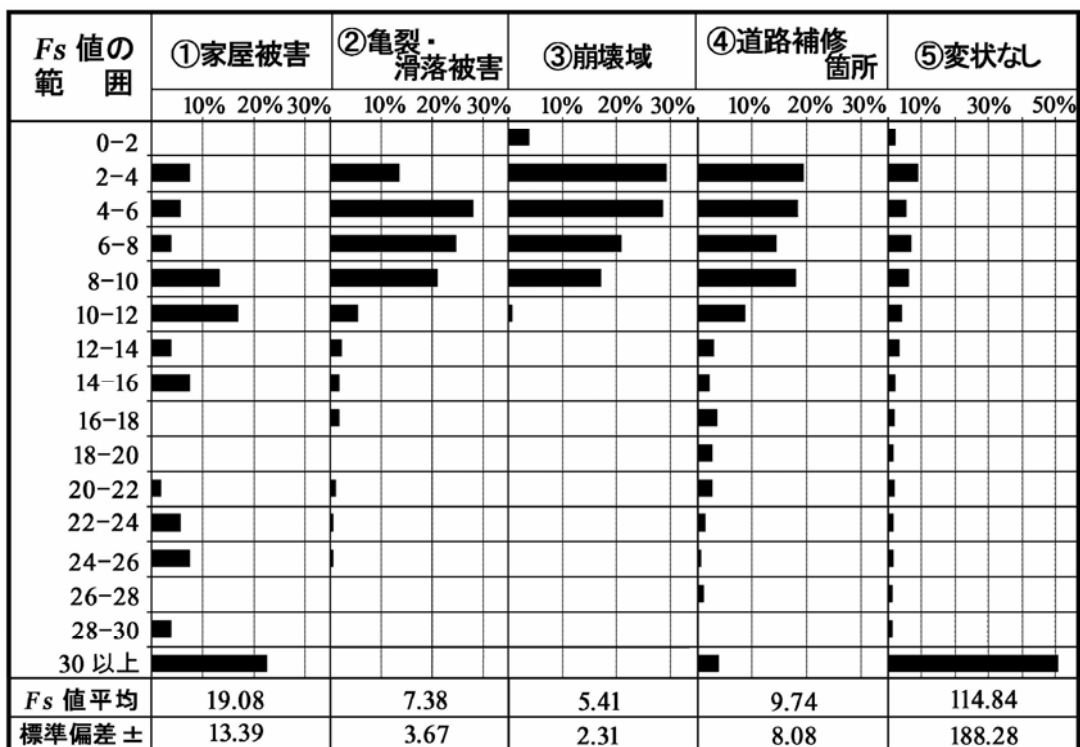


図 6.5.3 常時における被害毎の F_s 値ヒストグラム

6.5.2 鶴ヶ谷団地での検証（1978年宮城県沖地震）

1978年6月12日の夕刻、宮城県沖約100Km、震度30Kmを震源とするM7.4のプレート型巨大地震が発生した。この地震の揺れは、宮城県はもとより東北一円におよび、死者27名、負傷者10,962名、全壊家屋1,377戸、半壊家屋6,171戸という膨大な被害をもたらした[19]。最大水平加速度は広い範囲で250galを超え最大400galに達した。なお、墓石や灯籠などの転倒などから、仙台市の重要な地盤の振動方向は北北西－南南東方向であるという推論[19]がある一方で、推定最大加速度はN-S方向に卓越するという報告[20][21]もある。この地震では、丘陵地で造成した団地に、盛土の沈下・移動・崩壊あるいは切土地と宅造地との地震応答特性の違い等と思われる各種被害[22]が多数発生した。仙台市宮城野区の鶴ヶ谷団地もその一つで、ここは、地震直後に東北大学で詳細な現地調査が行われ被害分布図が作成されている[19]。当地区は、第三紀の七北田層の砂岩・軽石凝灰岩等が分布するところで、地形的には富谷～七北田丘陵地にある。基本的に当時の盛土材は造成切土による原位置発生土が使用されている。なお、仙台周辺の丘陵地の特徴として、起伏量が小さいものの樹枝状に広がる広い谷底と急な谷壁部より構成されている。

(1) 試行球面すべり面法の適用

この地域において、調査されている被害を試行球面すべり面法を用いて検証した。モデル作成に当たって、旧地形は1970年代の国土地理院撮影空中写真(1/8,000～1/10,000)を用いて作成するとともに、造成後の現地形は1/2,500の都市計画図から2m毎の等高線データをデジタル化しTINデータに変換した後、5mDEMデータとした。高町団地と同様に問題となる崩壊や地すべり現象を幅及び奥行き20m以上と想定し、1カラムが家屋一戸の範囲にマッチするように計算カラムの大きさを dx , dy ともに5mとした。また、計算補助メッシュを2.5mとして内挿補間して作成し解析に用いた。ところで、当団地も旧谷底部では地下水の存在などが懸念されるが詳細には把握されていないので、これは考慮しないこととした。揺れの方角については諸説があり、実際複雑な谷形状の中では揺れの方角が一方向とならない可能性もある。なお、前節の高町団地での解析では常時のみでも地震被害の予測に利用可能であると判断された。したがって、ここでの解析でも地震力を考慮しないで解析することとした。採用した諸定数は日本地すべり学会でまとめられた仙台市内の造成盛土での安定解析に用いる提案値である[23]。これは、仙台市内近辺で実施されてきた N 値などを参考としてまとめられたもので、これをもとに基盤部を $\gamma_t=18\text{kN/m}^3$, $C=100\text{kPa}$,

$\phi = 35^\circ$ ，盛土部を $\gamma_t = 17 \text{ kN/m}^3$ ， $C = 10 \text{ kPa}$ ， $\phi = 30^\circ$ と設定した。

(2) 解析結果

図 6.5.4 に，これらの解析結果と被害状況を比較して示す．鶴ヶ谷の場合，北部の北東に延びる旧谷底付近の盛土部で地すべりや崩壊の様な災害が多発しており解析領域でも 4 箇所が発生している．このうちの 2 箇所では F_s 値は 30 以下で良く一致しており，残りの 2 箇所についても F_s 値は 70 以下である．またその他の亀裂分布と低 F_s 値の分布も概ね整合する．このように鶴ヶ谷団地の結果からみて，地震時の振動方向や大きさが前もって明らかでなくとも閾値を適正に設定すれば，危険箇所を判定することができる．このように試行球面すべり面法を用いての造成盛土斜面の危険度評価手法は簡便であり，かつ利便性の高い手法と考える．



図 6.5.4 鶴ヶ谷団地の被害と F_s 値予測モデルの比較

6.5.3 試行球面すべり法のまとめ

造成盛土斜面などでの地震時の危険度評価は、精度の良い空間地形データさえ得られれば今回紹介したように三次元試行球面すべり法による安定解析から有効な評価結果を得ることが可能である。また、本手法では、判断すべき基本単位の境界領域設定は必要とせず、試行球面すべりのカラム危険性指標(F_s 値) 分布にて土地の危険度を評価しうる。なお、高町団地での解析モデルでは地震力を考慮した解析も実施している。このように RBSM3D ではカラムに対して物体力として地震力を作用させることができるので、例えば地震力の作用方向があらかじめ想定されている場合、その方向にのみ選択的に地震力を考慮して導入することが可能である。

もちろん、本解析を行う条件としては精度の良い切り盛り地盤の座標データ、および地下水条件の整備を必要とし、試験値を含めた強度設定が十分詰められていることが妥当性評価において重要である。とはいえ、実際の試験値が十分でない場合でもこれまで実施してきた著者らの解析事例からみて、粘着力（もしくはせん断力）について造成盛土地盤と基盤岩の強度コントラストを 10 倍以上に設定すれば、盛土斜面の危険度を相対的ではあるが知ることも可能と判断している。

尚、本解析手法をもとにしてハザードマップ作成などに利用する場合、災害地での被害状況の調査のみならず土質試験値を数多く実施し、より適正な物性値の設定や閾値の設定に関する研究を積み重ねて行くことが重要と考えている。また、地下水の安定に関わる問題や過剰間隙水圧発生の問題も評価には重要なファクターであると考えられるので、これらの研究も積み重ねることが重要と考える。

参考文献

- [1] 木下慎逸, 田中比月, 酒井哲也, 吉松弘行(2001): 地すべりにおける深礎杭の 3 次元 F E M 解析事例, 地すべり, Vol.38, No.3, pp.268-275
- [2] 郎 煜華, 中村浩之(2003): 鷲尾岳地すべり三次元安定解析及び深礎杭の応力分布, 第 42 回地すべり学会研究発表会講演集, pp.317-320
- [3] Hovland, H.J. Asce, M. (1997): Three-Dimensional Slope Stability Analysis Method, Journal of the Geotechnical Engineering Division, pp.971-986
- [4] 鵜飼恵三, 細堀建司(1988): 簡易 Bishop 法, 簡易 Janbu 法および Spencer 法の三次元への拡張, 土木学会論文集, 第 394 号/III-9, pp.21-26
- [5] 真弓孝之, 柴崎達也, 山崎孝成(2003): すべり面セン断試験によるすべり面のセン断強度評価, 地すべり, Vol.38, No.3, pp.268-275
- [6] 宮城豊彦, 濱崎英作, 内山庄一郎, 林一成(2004): 地すべり移動体における地形変形特性と物質変形特性—秋田県東成瀬村狼沢地すべりを例に一, 第 43 回, 日本地すべり学会研究発表講演集, pp.209-212
- [7] 佐々木一郎, 新谷 融 (2000): 地すべり地の平面形態運動学的考察, 地すべり, Vol.37, No.1, pp.11-17
- [8] 佐々木一郎, 新谷 融 (2000): すべり面三次元構造と地すべり地塊運動特性, 地すべり, Vol.37, No.3, pp.32-41
- [9] 野崎保 (2002): バイオント地すべり災害の再検証, 地すべり, Vol.38, No.4, pp.344-351
- [10] Jaeger, C. (村上良丸訳)(1984): 岩の力学と工学, 土木工学社, 486p
- [11] 鵜飼恵三 (1987): 簡易 Janbu 法による斜面の 3 次元安定解析, 地すべり, Vol.24, No.3, pp.8-14
- [12] 保坂長寿, 大塚悟(2005): 新潟県中越地震における宅地造成地被害の調査・研究, 平成 16 年度長岡技術大学防災設計工学研究室研究概要集, <http://bousai.nagaokaut.ac.jp/pages2/summary/pdf/1608.pdf>, 4p.
- [13] 釜井俊孝, 守随治雄, 笠原亮一, 小林慶之(2004): 地震時における大規模宅地盛土斜面の不安定化予測, 地すべり, Vol.40, No.5, pp.29-39
- [14] 釜井俊孝, 守随治雄(2002): 斜面防災都市, 理工図書, 200p
- [15] 社)地盤工学会改訂編集委員会編(2004): 地盤調査の方法と解説, (社)地盤工学会, 889p
- [16] 野崎保 (1995): 新潟県下における地すべり母岩の力学特性(後編), 地すべり, Vol.32, No.2, pp.17-25

- [17] 野田節男, 上部達夫, 千葉忠樹(1975): 重力式岸壁の震度と地盤加速度, 港湾技術研究所報告, vol.14, No.4, pp.67-117
- [18] 清野純史, 山下英郎(2002): 落石が発生する地震環境下における最大加速度と設計震度の関係について, 地域安全学会論文集, No.4, 11, pp.7-14
- [19] 東北大学理学部地質学古生物学教室(1979): 1978 年宮城県沖地震に伴う地盤現象と災害について, 東北大学理学部地質学古生物学教室研究邦文報告, No.80, pp.1-97
- [20] 国井隆弘, 荏本孝久(1978): 1978 年 6 月宮城県沖地震における墓石調査による最大加速度の推定, 総合都市研究, 第 5 号, pp.103-114
- [21] (社)日本建築学会編(1980): 1987 年宮城県沖地震災害調査報告, (社)日本建築学会, 908p
- [22] 田村俊和, 阿部隆, 宮城豊彦(1978): 丘陵地の宅地造成と地震被害—1978 年宮城県沖地震の被害を例として—, 総合都市研究, 第 5 号, pp.115-131
- [23] 社)日本地すべり学会編(2004): 平成 15 年度 宮城県地すべり地形の危険度評価手法開発及び危険度評価業務報告書・巻末資料 5, (社)日本地すべり学会, 162p

第 7 章 結論

結論	193
----------	-----

7章 結 論

本論文は、大きな被害をもたらす地すべりや宅地盛土地盤の斜面災害に対し、これまで用いられてきた様々な斜面安定解析手法についてそれぞれの問題点を指摘し、これを踏まえ、より合理的で汎用性の高い三次元安定解析手法の開発を目指したものである。

提案した手法は、RBSMと同様の離散化極限解析手法に基づいたもので、従来のHovlandやJanbu3Dと異なり、個々のカラム変位(移動)を考慮した安全率が得られる手法である。また、三次元形状効果は、従来いわれていたようにHovlandではほとんど示すことができなかったが、本手法は側方拘束においてJanbu3Dと遜色なく、またすべり方向で見るとJanbu3Dより大きな拘束をもたらし、全体に安全率も高めに推移することが分かった。いずれにしても、本解析手法を用いることによって、地すべりの移動方向との比較が可能となることが明らかで、本手法は、またカラム安全率の分布データや変位ベクトル分布から、すべり面構造の是非を判断する手段となり得る手法の一つであることが分かった。なお、斜面の変形・応力解析を行うのであれば、地層や地下水面等を考慮してこのカラムをさらに分割し、適切な変形係数等の地盤定数を入力する必要がある。しかし、本手法では、必要とする地盤定数や地すべり面構造の設定及び解析時間が従来手法の極限平衡法とほぼ同じであり、処理のための簡便性が失われない方法である。これは提案したペナルティバネの導入による簡便化が寄与している。

また、本論文ではこの応用である試行球面すべり面法も提案した。この手法は、精度の良い空間地形データさえ得られれば造成盛土斜面などでの地震時の危険度評価で利用できる簡便手法であることを示した。本手法の特徴として、判断すべき基本単位の境界領域設定は必要とせず、試行球面すべりのカラム最小安全率(F_s 値)分布にて土地の危険度を評価しうる。事例解析として紹介した高町団地解析モデルでは地震力を考慮した解析も実施している。このように簡易RBSMではカラムに対して物体力として地震力を作用させることができるので、例えば地震力の作用方向があらかじめ想定されている場合、その方向にのみ選択的に地震力を考慮して導入することが可能である事を示した。

第1章では、序論であり本研究の背景とし、我が国では国土の脆弱性と異常気象・地震の頻発化などに見られる災害規模の拡大がある一方で、国家財政も含めた問題の中、コスト削減もさることながら、斜面对策の基本もハード対策からソフト対策に比重を移さざるをえないという社会情勢や公共事業に対する説明責任の必要性の増大などに鑑み、より合理的で利便性の高い三次元の斜面安定解析式が求められていることを述べた。

第2章では、従来用いられてきた極限平衡法や数値解析法についてその特徴を述べ、さらに極限平衡法のなかで、研究者が良く取り上げる二次元、三次元斜面安定解析手法を整理し、それぞれの特徴を示した。

第3章では第2章を踏まえ斜面安定解析が持つ本質的な問題点について、釣合い条件、水圧の問題、地震力の取り扱いなどの項目別に指摘したうえで、適用の限界を述べた。また対策工計算での問題などについて整理するとともに、現行基準書（マニュアル）における解析式の採用状況および間隙水圧・地震の取り扱い状況などについて言及した。さらに、従来手法の三次元安定解析がもつ問題として、拘束効果や計算方向の問題などに課題があることを指摘し、あらためて離散化極限解析法を用いた新三次元安定解析の必要性について論じた。

第4章では、離散化極限解析の簡易三次元安定解析法へ適用方法と定式化を述べ、さらに四角形カラムで用いるすべり面についても勾配の求め方に関して双一次アイソパラメトリック四辺形要素を用いて定義した。また、ダム湛水で用いる場合の水圧の取り扱いについてはフィルダムなどで用いられる飽和重量法の妥当性について論じ、カラムに対する荷重の与え方について示した。またトンネル通過が及ぼす地すべりの不安定化要因を挙げ、それらがカラムにどのように作用するべきかについて図解し計算式への組み込み方法について具体的に述べた。さらに、静的な地震力のカラムへの導入法とアンカー荷重の導入法を示した。また、本解析手法の応用として、地震被害で注目される造成盛土斜面の危険度評価に対する応用モデルとして「試行球面すべり法」を提案した。

第5章では、様々なタイプのモデル斜面をもとに感度分析を行い、提案した簡易三次元安定解析法の解析特性を検討した。特に三次元の拘束圧がどのように解析結果に表れるのかについて幅（W）と厚み（D）などを様々に変え、他の解析手法と比較しつつ解析値を分析した。その結果、実態統計などで知られる経験値の地すべり幅と厚みの比 W/D の普遍性の意味について考察しえた。すなわち現実的な地すべりではほとんど W/D 比が 10 を超えないという経験値に対し、実際の本計算でも $W/D > 10$ で側方拘束圧の影響が極小となり斜面安全率もほぼ一定になるという結果が得られた。他方、従来法である Hovland では拘束効果を計算で示すことができないため、この普遍性について論じることが不可能であることを述べた。

また地すべりの平面形状の違いで頭部と末端の幅が異なるモデルやサイドが一方に傾動するようなモデルを作成し、それらの安全率分布や水平変位ベクトルの感度解析から、従来法の二次元・三次元解析式とは異なる本解析の特質すべき拘束性を示した。また、切土対策の感度についても他の手法と比較しながら検討した。この解析結果から、従来法である Hovland では危険側の設計になる可能性を指摘し、三次元形状によっては安全率が Hovland とまったく逆になるケースもあることを指摘した。またダム湛水にかかわる水圧の影響について球面滑りをモデル化して感度分析を試み、間隙水圧分布による水平ベクトル変位とカラム安全率の分布に違いが生じることを確かめ、その実用性について論じた。

第6章では、応用研究として実際の斜面に対して適用し、その有用性について論じた。まず移動杭観察などにより地すべり移動方向が判明している事例として長崎の鷲尾岳地すべりと秋田の狼沢地すべりについてモデルを作成し、解析で求められた変位ベクトルと比較してその合理性を示した。とくに狼沢地すべりでは採用する強度によって地すべり機構が異なってくることを示し、適正な土塊強度を用いた場合地すべりの挙動の説明が容易になることを示した。道路トンネルで発生した地すべり事例については、その挙動を二次元 RBSM とともに本解析モデルで変位やアンカー荷重増分の再現性について解析し、実際の挙動を良く再現できることが判明した。さらにダム湛水の被害事例として、文献資料に基づきバイオントダム直上流左岸斜面で発生した巨大地すべりの再現解析を試みた。湛水面が上昇するに従って変化する岩盤変位速度と計算安全率は良く一致した。また大崩壊に先立って発生した末端地すべりの部分では変位ベクトルが全体傾向と違うことも指摘し、変位ベクトルの違いから地すべり内部の局所変動も捉えられる可能性を示した。

地震時の問題としては 1984 年の長野中部地震で発生した御嶽山の大崩壊について、地震時の水平力を考慮して解析した。この結果、地震力の方向の違いによる地すべり方向も異なる応答状況について示し、それについて考察を加えた。

最後に 2 項で提案した「試行球面すべり法」の解析事例として、中越地震(2004)時の団地被害と宮城県沖地震(1978)について盛土地盤被害の再現を試み、本手法の危険度評価としての利便性について考察し、その将来性について有望であることを論じた。

「離散化極限解析法による簡易三次元斜面安定解析法」についてまとめると、以下の通りとなる。

- ① 提案した手法 (RBSM3D) は、離散化極限解析手法に基づいたもので、従来の Hovland 法や Janbu3D 法と異なり、個々のカラム変位(移動)を考慮した安全率が得られる手法である。
- ② 三次元形状効果について、実積のもっともある従来法の Hovland 法では側方拘束効果をほとんど認めることができなかったが、本提案手法では側方拘束において Janbu3D 法と遜色ない。またすべり方向で見ると Janbu3D 法より大きな拘束を表現しているのがわかった。
- ③ 解析で得られた変位ベクトル方向と地すべり地内の移動杭変動方向との比較が可能である。特に解析結果からカラム安全率の分布や変位ベクトル分布を総合的にみることで、地すべり機構やすべり面の分布構造などについて有用な知見を得ることも可能で、アンカーなどの対策工適正配置などへの応用性・適用性が広がった。
- ④ 本解析では、必要とする地盤定数や地すべり面構造の設定及び解析時間が従来手法の極限平衡法とほぼ同じであり、処理のための簡便性が失われない方法である。
- ⑤ また、応用した試行球面すべり面法も造成盛土斜面などでの地震時の危険度評価で利用できる簡便手法であることが示された。

以上述べたように、「離散化極限解析法による簡易三次元斜面安定解析法」は地すべりの機構を知る上でも有用で従来手法並みに簡便であるという特徴を備えている．図 7.1.1 及び表 7.1.1 に RBSM3D の他の解析手法との位置づけと違いについて示した．図 7.1.1 からわかるように，本解析手法を実用上で使用する場合，FEM や DDA などの高度な数値解析手法を用いる前の事前解析として位置づけるのが妥当であろう．すなわち，これまでの数値解析はモデル設定に相当の時間や労力を要することから，RBSM3D を用い，ある程度完成されたモデルを作成し考察した上で，それをもとに解析条件を整理し FEM や DDA の数値解析に供することで解析労力を除くことも可能となろう．もちろん，本解析手法を最終の解析手段として地すべり機構解析やアンカーなどの対策工の適正配置計画のために用いることも可能であることは云うまでもない．

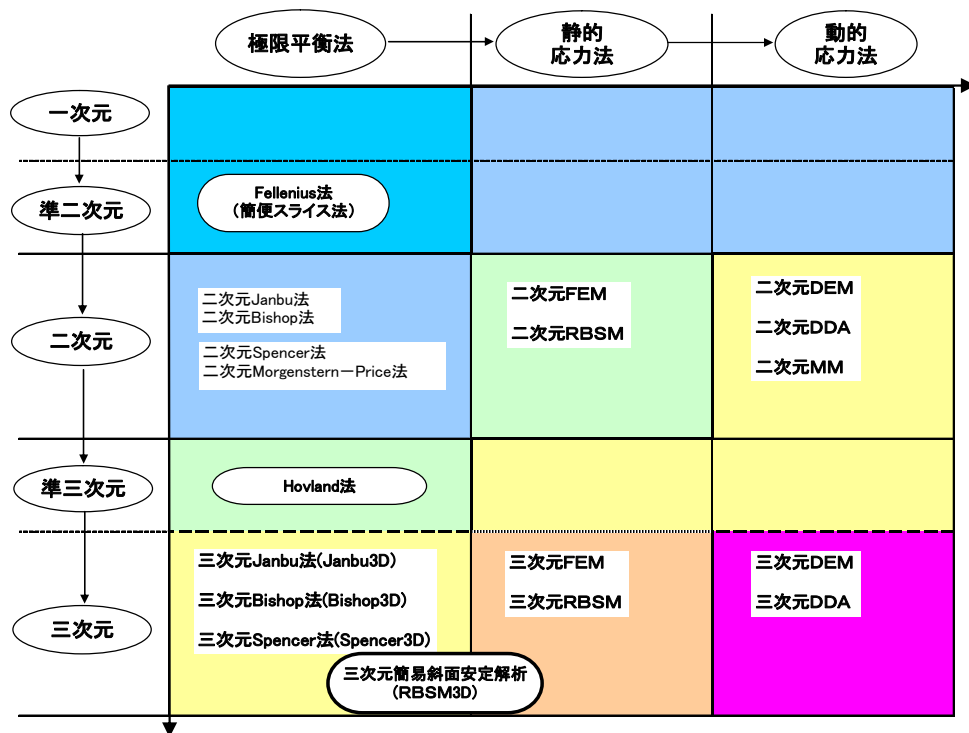


図 7.1.1 各解析手法の位置づけ

表 7.1.1 三次元安定解析の種類とその特徴

		Hovland	Bishop3D	Janbu3D	RBSM3D
すべり面形状		任意形状	球面体のみ	任意形状	任意形状
解析方向		任意※	一方向のみ	一方向のみ	任意
釣り合い条件	水平力	×	×	作用点の仮定有 △	○
	鉛直力	×	○	○	○
	モーメント	球面体に限って △	○	×	×
最小安全率の方位		可 (※)	不可 (軸方向のみ)	可 (※)	可 自動的に計算
カラム変位		×	×	×	○

※ 基本的に一方向であるが座標軸を回転することにより
最小安全率を求めることが可能

今後の課題では「地すべり対策盛土工」での取り扱いがある。この対策盛土工などについては受働破壊か底部破壊かを含め3次元盛土の対策効果についてはよくわかっていない。しかし、地すべり対策工としての実績は多数あるので、これに関しての事例調査と他の数値解析との併用から計算の方法や定式化などを研究していくことが重要であろう。また「杭」も能動的なアンカーと異なり地すべりに対しては受動的に作用するが、その効果を三次元で求める一般化された方法論はまだ無い。課題である。

試行球面すべり法においては地震時の過剰間隙水圧の発生メカニズムなどを明らかにし、その RBSM3D への導入方法も今後は重要であろう。また危険領域の閾値の設定を供するためには今後とも多くの事例解析を必要としよう。

以上

謝 辞

博士論文の研究を進めるにあたり、多くの方々から、ご指導、ご助言、そして、ご協力をいただきました。この場を借りて、厚くお礼を申し上げます。

この論文は、京都大学大学院都市環境工学専攻ジオフロント環境工学講座大西有三教授のご指導のもと、筆者が日本工営株式会社から有限会社アドバンテクノロジーおよび京都大学大学院都市環境工学専攻において行った研究成果をとりまとめたものです。本研究を進めるにあたり指導教官として研究内容に対するご懇篤なご指導とご助言を賜った大西有三先生に深甚なる感謝を申し上げます。

本研究の成果に至るまでには、京都大学大学院工学研究科 都市社会工学専攻 大津宏康教授、同都市環境工学専攻ジオフロント環境工学講座の西山哲助教授には貴重なご指導とご助言、そしてご教示を承りました。心から感謝を申し上げます。

京都大学にて発表や論文をまとめるに当たっては、上原真一助手に懇切丁寧なご指導をいただきました。また、元秘書の境（旧姓：伊藤）栄利子さん、現秘書 仲矢瞳さんにも数々のご便宜を諮っていただきました。さらに研究室の学生の皆様にも発表などで多くのご助力をいただきました。ここに深く感謝申し上げます。また京都大学博士課程の入学では同期である浜田信彦氏（阪神高速道路株式会社）には、本課程修了まで様々なご助言・ご支援をいただき、研究の励みになりました。ここに感謝する次第です。

法政大学工学部システムデザイン学科の竹内則雄教授には、本研究開始当初より論文の骨子となっている剛体バネモデルの基礎から応用までご指導を賜りますとともに様々なご相談にものっていただきました。厚く謝意を申し述べます。また、財団法人砂防地すべり技術センターの吉松弘行斜面保全部長からは本論文のテーマともなっている三次元斜面安定解析の研究を進めるに当たって、数々のヒントやアルゴリズムの工夫点などに関し細かなご指導ご助言を賜りました。深甚な感謝の意を表します。東北学院大学教養学部地域構想学科の宮城豊彦教授には、日本工営株式会社が在職中ばかりでなく有限会社アドバンテクノロジーを興してから、常々兄のような暖かい励ましのお言葉などを賜ったばかりでなく、地すべり運動・地すべり地形形成およびリスクマネジメントに関わる研究について多くの有益なご助言ご意見を賜りました。重ねて深い感謝の意を表します。

熊本大学理学研究科での恩師であります加藤磐雄先生（元熊本大学教授）は、また筆者が学士・修士過程の頃、研究フィールドの山中にて自然科学の学び方や心構えを説いていただいた恩人です。師との出会がなければ今日の筆者の業務も研究もあり得ませんでした。謹んで深遠なる感謝の意を表します。また、論文をまとめる際には熊本大学時代の先生、先輩、友人、後輩にはいつもありがたい激励をいただき勇気づけられました。全員のお名前をあげることは出来ませんが、論文をまとめるに際し、いくつものご便宜をいただいた熊本大学教育機能開発総合研究センター長の長谷義隆教授には厚く感謝を申し述べます。なお、本論文の基礎データ収集などに惜しみない労をいただき、また時間を忘れて研究をともにしてくれました後輩の堤昭一君に深く感謝致します。

なお、この成果の構築には、弊社の従業員である板垣美恵子さん、渥美賢拓君、高橋陽子さん、東館省吾君に多大なる協力をいただきました。厚く感謝を申し上げます。また、弊社において優秀な学生アルバイトが度々サポートしていただきました。特に現場踏査、GIS データ構築などにおいて東北学院大学の内山庄一郎君（現防災科学技術研究所）、林一成君（現奥山ボーリング株式会社）、東北大学大学院の川越清樹君、佐々木明彦君（現国土舘大学非常勤講師）には多くのご支援をいただきました。ここに感謝します。

そして最後に、これまで育ててくれた今は亡き父義一と、母ハルエ、姉潤子、兄信寛に深く感謝しますとともに、論文の完成にいたるまで筆者を支え応援してくれた妻光子、長女友絵、次女綾香に心から感謝する次第です。

濱崎 英作

関連論文および参考論文

関連論文および参考論文

- Jaeger, C. (村上良丸訳) (1984) : 岩の力学と工学, 土木工学社, 486p
- 池田信俊、堀松崇、田村尚、坂井俊介、渡邊昇 (2005) : 新潟県中越地震による地すべり防止施設の被災状況, 第 44 回日本地すべり学会研究発表会講演集, pp. 37-40
- 板垣 治 (1981) : トンネル坑口周辺の地すべり対策 (1), トンネルと地下, vol. 12, no. 10, pp. 37-43
- 板垣 治 (1982) : トンネル坑口周辺の地すべり対策 (2), トンネルと地下, vol. 13, no. 1, pp. 47-55
- 今泉繁良, 山口柏樹, 大橋健二 (1988) : 一般分割法による斜面の安定解析, 土と基礎, Vol. 36, No. 5 (364), pp. 55-60
- 上野将司 (2001) : 地すべりの形状と規模を規制する地形・地質要因の検討, 地すべり, Vol. 38, No. 2, pp. 1-10
- 鵜飼恵三, 若井明彦, 蔡 飛 (2005) : 理想化されたすべり土塊を用いた三次元斜面安定解析法の精度検証 : ホフランド法と三次元簡易ヤンプ法の比較, 地すべり Vol. 42, No. 1, pp. 63-68
- 鵜飼恵三 (1987) : 簡易 Janbu 法による斜面の 3 次元安定解析, 地すべり, Vol. 24, No. 3, pp. 8-14
- 鵜飼恵三ほか (1987) : 分割法の三次元斜面安定解析への拡張, 第 1 回計算力学シンポジウム集, 日本科学技術連盟, pp. 261-266
- 鵜飼恵三, 細堀建司 (1988) : 簡易 Bishop 法, 簡易 Janbu 法および Spencer 法の三次元への拡張, 土木学会論文集, 第 394 号/Ⅲ-12, pp. 187-190
- 榎田充哉 (2003) : 三次元簡易 Janbu 法を用いた側壁効果と移動方向の検討, 第 42 回日本地すべり学会研究発表会講演集, pp. 177-180
- 太田英将, 林義隆 (2001) : 周縁部摩擦効果を考慮した地すべり 3 次元安定解析, 地すべり, Vol. 38, No. 3, pp. 95-100
- 大塚悟, 宮田善郁, 池本宏文, 岩部司 (2001) : 剛塑性有限要素法による斜面安定解析, 地すべり, Vol. 38, No. 3, pp. 75-83
- 大西有三 (1998) : 不連続性を有する岩盤の解析方法, 安全工学, Vol. 37, No. 1, p. 009
- 大西有三, 西山哲 (2002) : 岩盤崩壊と落石問題に関する現状と課題, 地すべり, Vol. 39, No. 1, pp. 1-13
- 大槇正紀, 西崎孝之, 藤井照久 (1999) : 耐震強化岸壁の設計震度と液状化対策範囲の決定法, 水工研技法, 21 13-25, , pp. 13-25
- 大八木規夫, 大石道夫, 内田哲男 (1970) : 北松鷲尾岳地すべりの構造要素, 防災科学技術総合研究報告, No. 22, pp. 115-140
- 釜井俊孝, 守随治雄, 笠原亮一, 小林慶之 (2004) : 地震時における大規模宅地盛土斜面の不安定化予測, 地すべり, Vol. 40, No. 5, pp. 29-39

- 釜井俊孝, 守随治雄(2002) : 斜面防災都市, 理工図書, 200p
- 川井忠彦 (1991) : 離散化極限解析法概論, 培風館, 164p
- 川井忠彦, 神谷紀生, 竹内則雄 (1993) : 計算力学入門—科学技術計算の初歩—, 森北出版株式会社, 183p
- 川上浩(1987) : 自然斜面の安定性を評価する上での 2, 3 の問題, 土と基礎, Vol. 35, No. 11(368), pp. 53-8
- 菊沢正裕(1989) : 斜面安定における三次元効果, 土木学会論文集, 第 412 号/Ⅲ-9, pp. 187-190
- 木下慎逸, 田中比月, 酒井哲也, 吉松弘行(2001) : 地すべりにおける深礎杭の 3 次元 FEM 解析事例, 地すべり, Vol. 38, No. 3, pp. 268-275
- 木下恵, 榎田充哉(2000) : 岩盤すべりにおける Janbu 法の優位性と適用性, 地すべり, Vol. 37, No. 3, pp. 25-31
- 木村隆俊, 川場浩二(2000) : 三次元安定解析に基づく抑止工計画について, 第 39 回日本地すべり学会研究発表会講演集, pp. 253-256
- 清野純史, 山下英郎(2002) : 落石が発生する地震環境下における最大加速度と設計震度の関係について, 地域安全学会論文集, No. 4, 11, pp. 7-14
- R. E. グッドマン・G. H. シー (吉中龍之進・大西有三訳) (1992) : ブロック理論と岩盤工学への応用, 土木工学社, 360p
- Goodman, R. E. (1976) : Method of Geological Engineering in Discontinuous Rocks, West Publishing Company, Ch. 8, pp. 300-368
- 国井隆弘, 荏本孝久(1978) : 1978 年 6 月宮城県沖地震における墓石調査による最大加速度の推定, 総合都市研究, 第 5 号, pp. 103-114
- 建設省河川局開発課(1995) : 貯水池周辺の地すべり調査と対策, 山海堂, 174p
- 建設省土木研究所(1976) : 地すべり実態統計 (その 2), 土木研究所資料, No1121, pp. 32-39
- 建設省河川局監修, 財団法人ダム技術センター編纂(1982) : 多目的ダムの建設 調査編, 土木施工監理技術研修会, pp. 476-485
- 国土交通省河川局編(2003) : 平成 15 年災害手帳, 社団法人全日本建設技術協議会, 567p
- 近藤観慈(1996) : 間隙水圧を考慮した剛体ばねモデルによる地すべり斜面安定解析と全体安全率, 地すべり, Vol. 33, No. 2, pp. 1-9
- 佐々木猛(1998) : 破碎性岩盤と不均質岩盤の挙動解析, システム総合研究 第 15 回破碎性岩盤と不均質岩盤の調査・解析・処理技術の現状と課題, pp. 107~150
- 佐々木一郎, 新谷 融 (2000) : 地すべり地の平面形態運動学的考察, 地すべり, Vol. 37, No. 1, pp. 11-17
- 佐々木一郎, 新谷 融 (2000) : すべり面三次元構造と地すべり地塊運動特性, 地すべり, Vol. 37, No. 3, pp. 32-41
- (社) 地盤工学会改訂編集委員会編(2004) : 地盤調査の方法と解説, (社) 地盤工学会, 889p
- (社) 地盤工学会編(2006) : 斜面の安定・変形解析入門—基礎から実例まで—, 社団法人 地盤工学会, 338p

- (社) 地盤工学会編(2006)：豪雨時における斜面崩壊のメカニズムおよび危険度予測，(社) 地盤工学会, 889p
- (社) システム総合研究所監修 (1994)：DDA解説書, 社団法人システム総合研究所, 237p
- 周 国伝, 江崎哲郎, 謝 謨文, 三谷泰浩 (2002)：GIS とモンテカルロ法を用いた新しい三次元空間斜面安定解析方法の提案, 土と基礎, vol. 50, No. 5, pp. 23-25
- 杉本宏之, 綱木亮介 (2000)：地すべり対策における二次元安定解析と三次元安定解析－コストと安全率の比較－, 第 39 回日本地すべり学会研究発表会講演集, pp. 325-328
- 須田大祐, 高野邦夫, 富樫均 (2003)：新第三系硬質泥岩を基岩とする地すべりのすべり面, 地すべり, Vol. 40, No. 3, pp. 81-82
- 竹内則雄 (1991)：地盤力学における離散化極限解析, 培風館, 208p
- 竹内則雄, 大木裕久, 上林厚志, 草深守人 (2001)：ハイブリッド型変位モデルにペナルティ法を適用した離散化モデルによる材料非線形解析, 日本計算工学会論文集, Vol. 5, pp. 53-56
- 竹内則雄, 濱崎英作 (2001)：斜面災害とシミュレーション, 計算工学会, Vol. 6 No. 3, pp. 8-11
- 竹内則雄, 濱崎英作, 草深守人 (2003)：有限要素を用いた簡易斜面安定解析, 日本計算工学会計算工学講演会論文集 Vol. 8, No. 2, pp. 567-570
- 竹内則雄, 榎山和男, 寺田賢二郎 (2003)：計算力学－有限要素法の基礎－, 森北出版株式会社, 240p
- 竹内則雄, 濱崎英作, 草深守人 (2004)：RBSM による 3 次元簡易斜面安定解析法, 岩の力学シンポジウム論文集, pp. 299-300
- 竹内則雄, 永岡雅大, 濱崎英作, 大河原彰 (1998)：ロックボルトおよびアンカーの打設角度について, 土木学会第 53 回年次学術講演会講演概要集(Ⅲ),
- 田村俊和, 阿部隆, 宮城豊彦 (1978)：丘陵地の宅地造成と地震被害－1978 年宮城県沖地震の被害を例として－, 総合都市研究, 第 5 号, pp. 115-131
- 地質システム工学委員会編 (1999)：地質工学セミナー「地質工学の基礎の応用」, 社団法人システム総合研究所, 311p
- 塚田剛, 濱崎英作, 竹内則雄, 草深守人 (2005)：3 次元の斜面安定問題に対する新しい解析法の提案, 第 40 回地盤工学研究発表会論文集,
- 塚田剛, 竹内則雄, 草深守人, 濱崎英作 (2004)：球状すべりを仮定した 3 次元斜面安定解析, 計算工学講演会論文集, pp. 2293-2294
- 塚田剛, 竹内則雄, 草深守人, 濱崎英作 (2004)：すべり形状として球を用いた 3 次元簡易斜面安定解析, 土木学会第 59 回年次学術講演会講演概要集, pp. 209-212
- 鉄道総合技術研究所編 (1999)：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 丸善株式会社, 467p
- 東北大学理学部地質学古生物学教室 (1979)：1978 年宮城県沖地震に伴う地盤現象と災害について, 東北大学理学部地質学古生物学教室研究邦文報告, No. 80, pp. 1-97

- 道路土工協会編(1999)：道路土工 のり面工・斜面安定工指針, 日本道路協会, 470p
- 土質工学会編 (1987)：土の強さと地盤の破壊入門, 土質工学会, 375p
- 土質工学会編 (1995)：土質工学ハンドブック, 土質工学会, 1505p
- 土砂災害防止研究会編(2000)：土砂災害防止法解説, 大成出版社, 239p
- 土木学会編 (1994)：岩盤斜面の安定解析と計測, 土木学会, 345p
- 土木学会編 (2000)：土木構造物の耐震設計に関する第3次提言と解説 ” 8章 土に関わる構造物の耐震性能と設計法”, 土木学会 土木構造物の耐震設計法に関する特別委員会 報告書, pp. 1-44
- 土木学会編 (2004)：平成16年 新潟県中越地震 社会基盤システムの被害等に関する総合調査「調査結果と緊急提言」I 報告・提言編 報告書, 土木学会・第二次調査団報告, 40p
- 長井宏平(2005)：SMS 導入による離散解析手法を用いたコンクリート破壊解析システムの開発, VINAS Users Conference, November, 1-2, 2005 (at Tokyo, Japan)
- 西岡靖浩, 杉本宏之, 綱木亮介, 小山内信智(2002)：三次元斜面安定解析に及ぼす調査数量の影響, 第41回日本地すべり学会研究発表講演集, pp. 461-464.
- (社)日本河川協会編(1997)：河川砂防技術指針(案)同解説計画編, 山海堂, 222p
- 大西有三、佐々木猛、Gen-Hua Shi、不連続性岩盤解析実用化研究会 (2005)：不連続変形法 (DDA), 日本計算工学会編、丸善株式会社, 180p
- (社)日本建築学会編(1980)：1987年宮城県沖地震災害調査報告, (社)日本建築学会, 908p
- 日本地震工学会編(2006)：性能規定型耐震設計 ―現状と課題―, 鹿島出版会, 253p
- (社)日本地すべり学会編(2004)：平成15年度 宮城県地すべり地形の危険度評価手法開発及び危険度評価業務報告書・巻末資料5, (社)日本地すべり学会, 162p
- (社)日本測量協会ハザードマップ小委員会編(2005)：ハザードマップ―その作成と利用―, (社)日本測量協会, 234p
- 日本道路公団(1983)：設計要領第一集(土工編), pp. 265-267
- 野崎保 (1995)：新潟県下における地すべり母岩の力学特性(後編), 地すべり, Vol. 32, No. 2, pp. 17-25
- 野崎保 (2002)：バイオント地すべり災害の再検証, 地すべり, Vol. 38, No. 4, pp. 344-351
- 野田節男, 上部達夫, 千葉忠樹(1975)：重力式岸壁の震度と地盤加速度, 港湾技術研究所報告, vol. 14, No. 4, pp. 67-117
- 濱崎英作, 稲垣裕, 荻野隆 (1997)：三次元安定解析について, 第36回日本地すべり学会研究発表会講演集, pp. 263-266
- 濱崎英作, 竹内則雄, 草深守人(2003)：すべり面を有限要素で近似した3次元斜面安定解析, 第38回地盤工学会研究発表会講演集, CD-ROM
- 濱崎英作, 竹内則雄, 草深守人, 大西有三, 西山哲(2004)：有限要素を用いた3次元簡易斜面安定解析によるダム湛水池斜面の解析, 計算工学会講演論文集, Vol. 9, C-1-4, pp. 213-216

- 濱崎英作, 宮城豊彦, 林一成, 竹内則雄, 大西有三, 他(2005): RBSM簡易三次元による試行球面すべり面法を用いた人工地盤斜面の危険度評価, 第44回日本地すべり学会研究発表講演集, pp. 433-436
- 濱崎英作, 竹内則雄, 大西有三(2006): 三次元斜面安定問題に対する簡易離散化極限解析法の開発, 地すべり, Vol. 42, No. 5, pp. 9-17
- 濱崎英作, 宮城豊彦, 竹内則雄, 大西有三(2007): 簡易 RBSM 三次元試行球面すべり面法を用いた造成地盛土斜面の地震被害評価法, 地すべり, Vol. 43, No. 5, pp. 1-8
- 濱崎英作(2006): 離散化極限解析法の簡易三次元斜面安定解析法への適用, 第29回不連続性岩盤解析実用化研究会 研究会講演集, pp. 2-28
- 福本安正(2004): 新潟県の地すべり移動斜面の運動実態解析と移動防止, 地すべり, Vol. 41, No. 1, pp. 65-69
- 古谷保(1984): 厳密な一般分割法のやさしい解き方, 地すべり, Vol. 21, No. 1, pp. 26-32
- 保坂長寿, 大塚悟(2005): 新潟県中越地震における宅地造成地被害の調査・研究, 平成16年度長岡技術大学防災設計工学研究室研究概要集, <http://bousai.nagaokaut.ac.jp/pages2/summary/pdf/1608.pdf>, 4p.
- Hovland, H.J. Asce, M. (1997): Three-Dimensional Slope Stability Analysis Method, Journal of the Geotechnical Engineering Division, pp. 971-986
- 真弓孝之, 柴崎達也, 山崎孝成(2003): すべり面セン断試験によるすべり面のセン断強度評価, 地すべり, Vol. 38, No. 3, pp. 268-275
- 宮城豊彦, 濱崎英作, 内山庄一郎, 林一成(2004): 地すべり移動体における地形変形特性と物質変形特性—秋田県東成瀬村狼沢地すべりを例に一, 第43回, 日本地すべり学会研究発表講演集, pp. 209-212
- 三輪賢志(2006): 宅地造成等規制法の改正と宅地耐震化推進事業について, 基礎工, Vol. 34, No. 10, pp. 15-18
- 八木則男, 榎明潔, 谷田部龍一(1988): 斜面安定と有効応力, 土と基礎 36-6(365), pp. 31-35
- 山上拓男, 鶴飼恵三(2001): 斜面の安定と変形解析総説: LEMとFEMの応用, 地すべり Vol. 38, No. 3, pp. 169-179
- 山口柏樹(1976): 土の力学, 共立出版株式会社, 124p
- 大和川河川工事事務所 YK-NET(2006): 全国の地すべり, 地すべり総合情報センター, <http://www.yamato.kkr.mlit.go.jp/YKNET/outline/landslide/landslide/japan/japan.html>
- 吉中龍之進, 桜井春輔, 菊池宏吉(1987): 岩盤分類とその適用, 土木工学社, 231p
- 吉松弘行(1995): Hovland 法による地すべりの三次元安定解析, 愛媛県土木部砂防課, pp. 1-14
- 郎 焜華, 佐伯孝, 中村浩之(2002): 三次元地すべり安定解析における影響要素のモデル地すべり解析による評価, 地すべり, Vol. 39, No. 2, pp. 63-69

- 郎 煜華, 中村浩之(2003) : 鷲尾岳地すべり三次元安定解析及び深礎杭の応力分布, 第 42 回地すべり学会研究発表会講演集, pp. 317-320
- 渡正亮(1995) : 研修ガイダンスのための地すべり概論, 全国研修センター編地すべり防止技術研修テキスト, pp. 86-87
- 渡正亮(1999) : 地すべり対策事業の歴史と課題, 河川, pp. 9-10

研究実績

研 究 実 績

1. 査読付き論文

- 1-1 濱崎英作, 竹内則雄, 大西有三(2006) : 三次元斜面安定問題に対する簡易離散化極限解析法の開発, 地すべり, Vol.42, No.5, pp.9-17
- 1-2 濱崎英作, 宮城豊彦, 竹内則雄, 大西有三(2007) : 簡易 RBSM 三次元試行球面すべり面法を用いた造成地盛土斜面の地震被害評価法, 地すべり, Vol.43, No.5, pp.1-8
- 1-3 Shinjuro KOMATA, Pucal YANG, Yuuichi UENO, Eisaku HAMASAKI(2000) : Numerical Analysis of the Residual Ratio of Groundwater in Reservoir Slopes, J of the Jpn. Landslide Soc., Vol.36, , No.4, pp.56-60

2. 国際会議、シンポジウム等での発表、投稿論文

- 2-1 Shoichiro UCHIYAMA, Eisaku HAMASAKI(2001) : Geomorphic features of landslide topography in Takadate hills, Northeastern Japan : , 3rd Asian Symposium on Engineering Geology and The Environment Yogyakarta, pp101-108, Indonesia 3-6 September
- 2-2 Eisaku HAMASAKI, Akihiko SASAKI(2004) : Study on landslide due to earthquake by using Discontinuous Deformation Analysis : Proceedings of ISRM International Symposium 3rd ARMS, pp1253-1256, Japan, November 30 - December 2

3. 国内学協会・講演会・研究会での発表、投稿論文

- 3-1 濱崎英作, 稲垣裕, 荻野隆(1997) : 三次元斜面安定解析について, 第 36 回日本地すべり学会研究発表講演集, pp263-266.
- 3-2 竹内則雄, 永岡雅大, 濱崎英作(1997) : 間隙水圧を考慮した斜面安定問題の非線形分析について, 計算工学会講演会論文集 Vol.2, P-10-1
- 3-3 小俣新重郎, 濱崎英作, 田中弘(1997) : 貯水池操作による斜面変動とその機構 : こうえいフォーラム No.6, pp99-111
- 3-4 永岡雅大, 竹内則雄, 濱崎英作, 大河原彰(1998) : ロックボルトおよびアンカーの打設角度について, 土木学会第 53 回年次学術講演会講演概要集, pp25-26
- 3-5 竹内則雄, 濱崎英作, 草深守人(2003) : 有限要素を用いた簡易斜面安定解析, 計算工学会講演論文集 Vol.8, B-13-2
- 3-6 濱崎英作(2003) : DDA の適用, 第 16 回不連続性岩盤解析実用化研究会, pp23-36.
- 3-7 濱崎英作, 竹内則雄, 草深守人(2003) : すべり面を有限要素で近似した 3 次元斜面安定解析, 第 38 回地盤工学会研究発表会講演集, CD-ROM
- 3-8 濱崎英作, 戸来竹佐, 宮城豊彦(2003) : AHP を用いた空中写真判読結果からの地すべり危険度評価手法, 第 42 回日本地すべり学会研究発表会講演集, pp227-230
- 3-9 濱崎英作, 竹内則雄, 草深守人, 大西有三, 西山哲(2004) : 有限要素を用いた 3 次元簡易斜面安定解析によるダム湛水池斜面の解析, 計算工学会講演論文集 Vol.9, C-1-4.

- 3-10 宮城豊彦, 濱崎英作, 内山庄一郎, 林一成(2004): 地すべり移動体における地形変
形特性と物質変形特性―秋田県東成瀬村狼沢地すべりを例に―, 第43回日本地す
べり学会研究発表講演集, pp209-212.
- 3-11 塚田剛, 竹内則雄, 草深守人, 濱崎英作(2004): 球状すべりを仮定した3次元斜面
安定解析, 計算工学会講演論文集 Vol.9, C-1-3.
- 3-12 濱崎英作, 宮城豊彦, 林一成, 竹内則雄, 大西有三, 他(2005): R B S M簡易三次
元による試行球面すべり面法を用いた人工地盤斜面の危険度評価, 第44回日本地
すべり学会研究発表講演集, pp433-436.

4. その他、学会・研究所等、依頼投稿論文

- 4-1 竹内則雄, 濱崎英作(2001): 斜面災害とシミュレーション, 計算工学会 Vol.6 No.3,
pp8-11
- 4-2 Toyohiko MIYAGI, Gyawali B. PRASADA, Charlchai TANAVUD, Aniruth
POTICHAN, and Eisaku HAMASAKI(2004): Landslide Risk Evaluation and
Mapping - Manual of Landslide Topography and Risk Management -, Report of
the National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention No.66,
pp75-137, September 2004

5. 書籍

- 5-1 東北の地すべり・地すべり地形―分布図と技術者のための活用マニュアル―: 日本
地すべり学会東北支部編, 笹氣出版印刷株式会社, 142p, 1992.
- 5-2 不連続変形法 (DDA): 大西有三, 佐々木猛, Gen-Hua Shi, 不連続性岩盤解
析実用化研究会編, 日本計算工学会編, 丸善株式会社, 180p, 2005